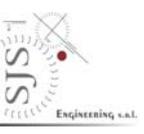


MATRICE DELLE REVISIONI

REVISIONE	DATA	MOTIVAZIONE	PROPONENTE
00	Marzo 2010	PRIMA EMISSIONE	S.J.S. Engineering s.r.l.
01	Marzo 2010	AGGIORNAMENTO IN RISCONTRO ALLA NOTA PROT. N. 3183 del 24/03/2010	RUP
02	Maggio 2010	AGGIORNAMENTO IN RISCONTRO ALLA VOTO N° 81 del 16/04/2010	C.T.A.

Main job			
AUTORITA' PORTUALE DI BRINDISI PORTO DI BRINDISI			
Customer	Project level	Nr.	
 AUTORITÀ PORTUALE DI BRINDISI	PROGETTO ESECUTIVO	RT06	
	Job title	Code	
 S.J.S. Engineering s.r.l. Roma (00187) Via XX Settembre, n. 89 Civitavecchia RM (00053) Via Aurelia Nord, 8 Taranto (74100) Via Locaita, n. 29	CONSOLIDAMENTO DELLA BANCHINA DEDICATA ALL'AMMIRAGLIO MILLO, DELLE BANCHINE DEL MONUMENTO AL MARINAIO E DEL CANALE PIGONATI LOTTO II: MANUTENZIONE STRAORDINARIA E CONSOLIDAMENTO DELLE BANCHINE DEL MONUMENTO AL MARINAIO E DEL CANALE PIGONATI	113RT06DMML-02 Progettista Responsabile Dott. Ing. M. Lentini Designers Dott. Ing. D. Mancarella, Ph.D Dott. Ing. M. Filippone Dott. Ing. B. Lentini Dott. Ing. M. Mele Dott. Arch. A. Adamo Ing. M. Capita	
	Subtitle	File name	
	RELAZIONE DI CALCOLO DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO	RT06 Pigonati - Calcolo consolidamento REV02 10fg.doc	
Drawn	Checked	Date	
Ing. D. Mancarella	Ing. M. Lentini	Maggio 2010	

INDICE

1. PREMESSA	3
1.1 INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO CON RIDUZIONE DELLA SPINTA DELLE TERRE	4
1.2 INTERVENTI DI RIPARAZIONE.....	5
2. CARICHI AGENTI	6
2.1 CARICHI PERMANENTI	6
2.2 SOVRACCARICHI VARIABILI	6
2.3 COEFFICIENTI PARZIALI E COMBINAZIONI DI CARICO	6
3. PARATIE TIRANTATE DI PALI.....	8
3.1 SPINTA DELLE TERRE.....	8
3.1.1 TEORIA DI COULOMB.....	8
3.2 AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE	9
3.2.1 COEFFICIENTI DI INTENSITÀ SISMICA	11
3.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE.....	11
3.3 TIRANTI.....	13
4. RIFERIMENTI TECNICI E NORMATIVI.....	19
4.1 PRINCIPALE NORMATIVA DI RIFERIMENTO	19
4.2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E RACCOMANDAZIONI TECNICHE	19
5. VERIFICA DELLA PARATIA TIRANTATA.....	21
5.1 PREMESSA	21
5.2 COEFFICIENTI DI SPINTA (M1).....	22
5.2.1 MATERIALE ANTROPICO	23
5.2.2 SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE	25
5.2.3 LIMI SABBIOSO-ARGILLOSI.....	27
5.2.4 ARGILLE LIMOSE	29
5.3 COEFFICIENTI DI SPINTA (M2).....	31
5.3.1 MATERIALE ANTROPICO	32
5.3.2 SABBIE LIMOSE.....	33
5.3.3 LIMI SABBIOSI	34
5.3.4 ARGILLE LIMOSE	35
5.4 VERIFICHE DI INFISSIONE	36
5.4.1 METODO DI CALCOLO	36
5.4.2 FONDALI DI 7 M (DA PROGR. 250 A 385 M)	37
5.4.3 FONDALI DI 6.5 M (DA PROGR. 200 A 250 M)	39
5.4.4 FONDALI DI 6 M (DA PROGR. 125 A 200 M)	41
5.4.5 FONDALI DI 5 M (DA PROGR. 65 A 125 M)	43
5.4.6 FONDALI DI 4.5 M (DA PROGR. 25 A 65 M)	45
5.4.7 FONDALI DI 4.0 M (DA PROGR. 0 A 25 M).....	47
5.4.8 FONDALI DI 4.0 M (MONUMENTO AL MARINAIO, PROGR. DA 25 A 210 M).....	49
5.4.9 FONDALI DI 3.0 M (MONUMENTO AL MARINAIO, PROGR. DA 0 A 25 M)	51
5.5 VERIFICHE SUI TIRANTI.....	53

5.5.1	METODO DI CALCOLO	53
5.5.2	FONDALI DI 7 M (DA PROGR. 250 A 385 M)	54
5.5.3	FONDALI DI 6.5 M (DA PROGR. 200 A 250 M)	57
5.5.4	FONDALI DI 6 M (DA PROGR. 125 A 200 M)	60
5.5.5	FONDALI DI 5 M (DA PROGR. 65 A 125 M)	63
5.5.6	FONDALI DI 4.5 M (DA PROGR. 25 A 65 M)	66
5.5.7	FONDALI DI 4.0 M (DA PROGR. 0 A 25 M).....	69
5.5.8	FONDALI DI 4.0 M (MONUMENTO AL MARINAIO, DA PROGR. 25 A 210 M).....	72
5.5.9	FONDALI DI 3.0 M (MONUMENTO AL MARINAIO, DA PROGR. 0 A 25 M)	75
5.6	VERIFICHE SUI PALI	78
5.6.1	METODO DI CALCOLO	78
5.6.2	FONDALI DI 7 M (PROGR. DA 250 A 385).....	80
5.6.3	FONDALI DI 6.5 M (PROGR. DA 200 A 250 M)	82
5.6.4	FONDALI DI 6 M (PROGR. DA 125 A 200 M)	84
5.6.5	FONDALI DI 5 M (PROGR. DA 65 A 125 M)	86
5.6.6	FONDALI DI 4.5 M (PROGR. DA 25 A 65 M)	88
5.6.7	FONDALI DI 4 M (PROGR. DA 0 A 25 M)	90
5.6.8	FONDALI INFERIORI A 4 M.....	92
5.7	VERIFICHE DI STABILITA' GENERALE	92
5.8	PRESCRIZIONI.....	94
5.8.1	PALI.....	94
5.8.2	CORDOLI DI CORONAMENTO	94
5.8.3	TIRANTI	94
6.	INTERVENTI DI RIPARAZIONE	95
6.1	INIEZIONI PER IL CONSOLIDAMENTO DEL MURO	95
6.2	INIEZIONI NEI MEZZI POROSI	95
6.2.1	MODELLAZIONE DEI TERRENI.....	95
6.2.2	INIEZIONI IN UN SISTEMA OMOGENEO E ISOTROPO	96
6.2.3	STIMA DELLE PRESSIONI E TEMPI DI INIEZIONE.....	99
6.3	PRESCRIZIONI PER LE INIEZIONI CON MISCELE LEGANTI.....	100
6.4	INTERVENTI DI RIEMPIMENTO DEI GRANDI SGROTTAMENTI.....	100
6.4.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	100
6.4.2	PRESCRIZIONI PER L'INTERVENTO	100
7.	CONCLUSIONI	103
8.	ALLEGATI	104

1. PREMESSA

Gli interventi descritti nel presente progetto riguardano il consolidamento delle strutture portuali del Seno di Ponente della banchina del Monumento al Marinaio ed il Canale Pigonati.

Gli elaborati sono stati prodotti coerentemente alle linee guida contenute nel documento preliminare alla progettazione che è stato redatto dall'Autorità Portuale di Brindisi, ed in riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni, nonché alle indicazioni e comunicazioni intercorse con i tecnici dell'Autorità Portuale.

Il progetto è stato redatto sulla base delle risultanze di una campagna di indagini nonché dalle osservazioni e sopralluoghi effettuati direttamente nell'area in esame durante l'esecuzione delle indagini stesse. I parametri geotecnici alla base del calcolo sono stati desunti dai dati delle relazioni geologiche, sia per la banchina del Canale Pigonati che del Monumento al Marinaio.

Dai rilievi si è potuto appurare che la muratura di banchina è, a tratti, in mediocri condizioni di integrità; si evidenziano diffuse sgrottature e vuoti passanti sul fronte banchina, da cui sicuramente si disperde anche parte della frazione più fine del materiale di rinfiacco, circostanza testimoniata dalla presenza degli accumuli detritici rilevati sui fondali antistanti, attraverso le videoriprese ed i rilievi batimetrici eseguiti dalle Società incaricate delle indagini.

Il muro di banchina ha un funzionamento a gravità ed è costituito da blocchi sovrapposti in materiale lapideo e conglomeratico-cementizio. Le rispettive condizioni sono state sondate per mezzo di carotaggi eseguiti dalla Società incaricata delle prove geognostiche. Il materiale appare disgregato e abbastanza friabile specialmente alle maggiori profondità, ma le prove di compressione in laboratorio hanno dato resistenze a rottura superiori ai 100 kg/cm² per quei campioni prelevati per carotaggio in buono stato di integrità.

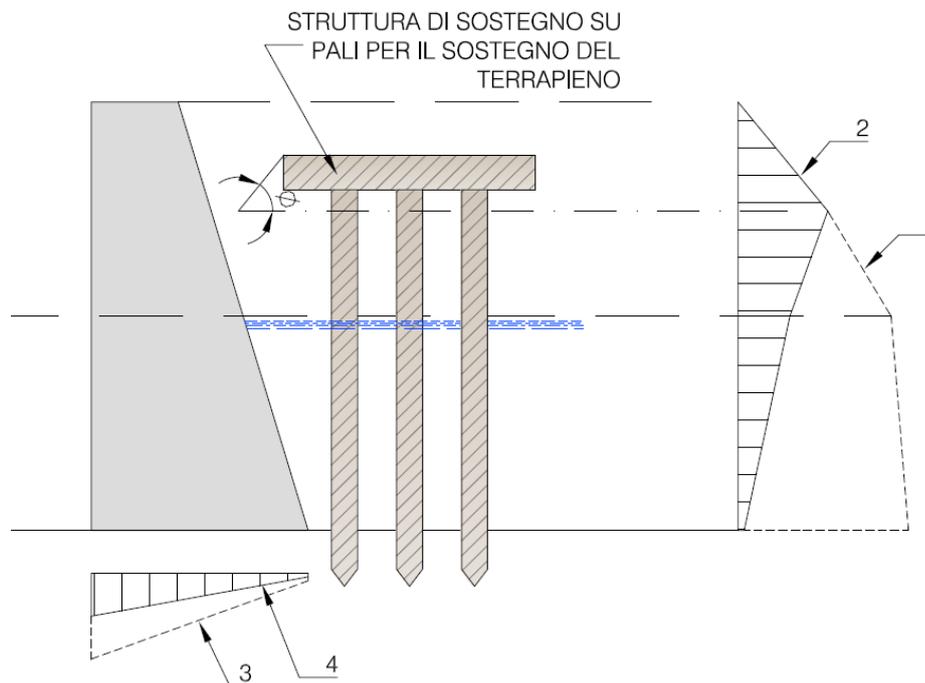
Gli interventi di consolidamento mirano a riparare la struttura muraria a paramento verticale che costituisce opera di sostegno della banchina e a ridurre i carichi trasmessi dal terrapieno, costituito di materiale caotico ed in via di consolidazione.

Il rinterro della Banchina Pigonati Est risulta invece costituito da materiali con caratteristiche geotecniche decisamente migliori ed anche i conglomerati costituenti i blocchi si trovano in uno stato di degrado meno pronunciato come si è evinto dalle indagini effettuate, riportate nella relazione geologica e durante le osservazioni svolte direttamente durante il sopralluogo. Tuttavia anche qui si rileva la presenza di aperture non trascurabili tra giunto e giunto, permanendo pertanto il rischio di un contatto imperfetto tra i blocchi e la probabile fuoriuscita dei materiali fini di rinterro.

Pertanto, in linea di principio sono state previste due macrotipologie di intervento, una per le banchine del canale Pigonati Ovest e Monumento al Marinaio, l'altra per Pigonati Est. In entrambi i casi, si è deciso di effettuare le iniezioni per il riempimento dei vuoti interni al muro di banchina e risarcitura dei grandi sgrottamenti a mezzo di operatore subacqueo con getti subacquei di conglomerato cementizio. Questi interventi si configurano di fatto come interventi di riparazione, miranti a fermare il processo di degrado erosivo e ripristinare quei vuoti precedentemente occupati da materiale lapideo e conglomeratico-cementizio costituente il muro stesso. Nel caso della banchina ovest, inoltre, si è ritenuto necessario realizzare un'opera di sostegno, costituita da una paratia di pali in cemento armato a retro della banchina, che avesse il compito di assorbire la spinta delle terre sul muro di banchina stesso, in maniera tale da eliminare le spinte attive del terrapieno. E' stato favorito l'intervento con pali piuttosto che con micropali per garantire una maggior rigidità flessionale dell'opera di sostegno, stanti le profondità dei fondali, che raggiungono anche i 7 m.

1.1 INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO CON RIDUZIONE DELLA SPINTA DELLE TERRE

Nei tratti che manifestano presenza forte di vuoti e perdita di blocchi del muro, è stato previsto un intervento consistente nella realizzazione di una paratia di pali in cemento armato, iniettati nel rinterro a tergo del muro di banchina, con funzione di opera di sostegno. E' prevista l'esecuzione di iniezioni da effettuarsi nel retro banchina per il consolidamento del muro stesso e la saturazione delle macrocavità causate dalla perdita di blocchi o di grandi porzioni di blocchi. Le macrocavità sul fronte banchina ed i relativi volumi, nonché le aperture dei giunti tra i diversi blocchi, sono state censite nel corso delle indagini preliminari, attraverso rilievi subacquei. Il principio di funzionamento di tale intervento è illustrato nella figura seguente (tratta da Tsinker, Port Engineering, 2004).



- 1) Diagramma originale della spinta delle terre; 2) Diagramma effettivo della spinta delle terre;
3) Diagramma originale degli sforzi in fondazione; 4) Diagramma effettivo degli sforzi in fondazione.

Figura 1.1 - Struttura di sostegno a tergo di un muro di banchina esistente per la riduzione della spinta delle terre (Tsinker, Port Engineering, 2004)

Un'opera di sostegno a tergo del muro di banchina su pali riduce notevolmente le spinte delle terre sul muro esistente, aumentando nel contempo il coefficiente di sicurezza al ribaltamento e riducendo le pressioni massime in fondazione.

Nella figura seguente viene illustrato l'intervento di consolidamento tipo. La presenza dei tiranti si rendeva necessaria a ridurre le azioni sollecitanti su una paratia che viene installata su fondali di profondità crescente.

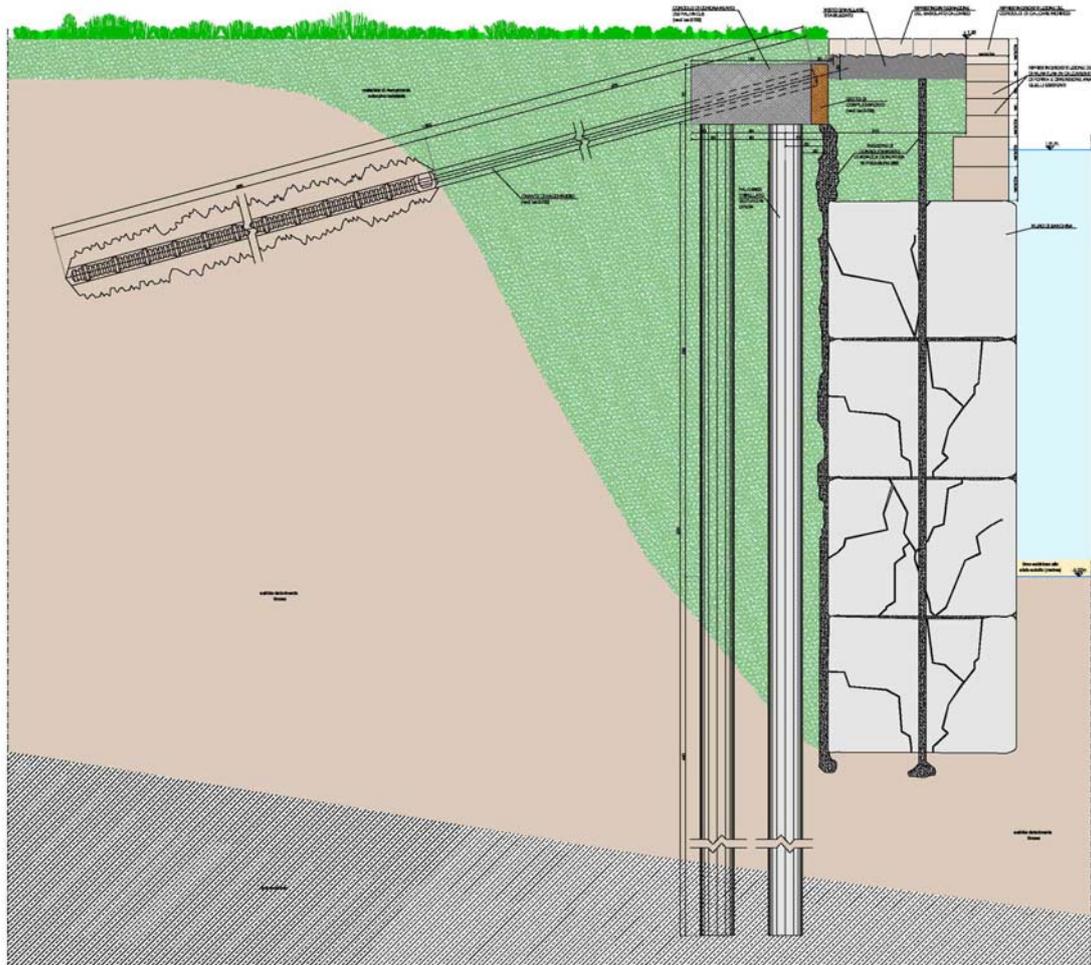


Figura 1.2 – Paratia di pali tirantata

Le verifiche effettuate per il dimensionamento di questa opera e delle sue componenti sono illustrate nei successivi capitoli della presente relazione. Non sono stati considerati carichi relativi all'ormeggio di imbarcazioni, mentre è stato considerato un sovraccarico variabile esteso a tutto il piano di banchina adeguato ad assicurare la carrabilità della banchina.

1.2 INTERVENTI DI RIPARAZIONE

Questi interventi riguardano la riparazione delle strutture di banchina esistenti. Vi sono due categorie di intervento. La prima consiste nella risarcitura e riempimento con getti subacquei di conglomerato cementizio di grandi cavità superficiali presenti sul prospetto del muro di banchina ed evidenziate nei rilievi effettuati nell'ambito del presente progetto. La seconda categoria di intervento riguarda l'esecuzione di iniezioni con miscele cementizie idonee ad un uso subacqueo (Classe di esposizione XS3, additivi antidilavamento) di resistenza meccanica almeno analoga ai materiali del muro di banchina per il riempimento più capillare e diffuso dei vuoti di minori dimensioni presenti all'interno del muro di banchina. Si tratta di interventi il cui fine è quello del riempimento dei vuoti generatisi all'interno del muro di banchina, vuoti che è opportuno riempire, al fine di rallentare il degrado del materiale del muro di banchina e per impedire la perdita dei sedimenti del rinterro che possono disperdersi attraverso i vuoti passanti, causando depressioni e dislivelli sul pianale di banchina retrostante. Gli interventi sono descritti con le relative prescrizioni tecniche nei successivi capitoli.

2. CARICHI AGENTI

2.1 CARICHI PERMANENTI

I carichi di tipo permanente considerati sono quelli relativi alla presenza di strutture murarie e del terrapieno.

- a. Peso del muro in conglomerato cementizio (24 kN/m³)
- b. Peso delle strutture in C.A. (25 kN/m³)
- c. Peso dovuto ai rivestimenti lapidei (23 kN/m³)
- d. Spinta del terreno (statiche)

2.2 SOVRACCARICHI VARIABILI

I carichi variabili considerati sono quelli dovuti all'utilizzo prevedibile in esercizio della banchina, previsti nell'attuale normativa DM 14-1-2008, cap. 2, 3, 4, 5, 6 e 7.

1. Carichi dovuti alla carrabilità della banchina: 9,00 kN/m²
2. Azioni sismiche: Azioni stimate sulla base della caratterizzazione sismica del sito (rif. RT04 ed RT05), calcolate secondo il capitolo 2, 3, 6 e 7 delle NTC, da cui si ricavano le spinte dinamiche delle terre, che sono state valutate con approccio pseudo-statico, come previsto al capitolo 6 e 7 del DM 14-1-2008 per le opere di sostegno.

2.3 COEFFICIENTI PARZIALI E COMBINAZIONI DI CARICO

I Valori dei coefficienti di combinazione per i carichi variabili (Cat. C: Ambienti suscettibili di affollamento) sono riportati nella tabella 2.5.I delle NTC e corrispondono a $\Psi_{0j}=0.7$; $\Psi_{1j}=0.7$; $\Psi_{2j}=0.6$.

Per quanto riguarda i coefficienti parziali da applicare alle azioni (EQU A1, A2) ed alle resistenze (R1,R2,R3), di volta in volta sono state considerate le combinazioni previste dalla normativa per la specifica opera. Nel seguito si riportano le tab. 6.2.I e 6.2.II delle NTC (DM 14-1-2008), rispettivamente per i coefficienti parziali di amplificazione delle azioni e di riduzione dei parametri geotecnici.

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

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{G3}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, di potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Nei calcoli sono state considerate di volta in volta le azioni più gravose previste dalla normativa, nell'attribuzione dei coefficienti di contemporaneità dei carichi. Nelle combinazioni previste di tipo GEO, sono stati ridotti i parametri geotecnici secondo i coefficienti della colonna M2.

Le verifiche prevedono che le azioni di progetto siano inferiori delle resistenze di progetto: $E_d < R_d$, in cui R_d è ottenuta a partire dalle resistenze caratteristiche, decurtate di un coefficiente R_2 .

Per le paratie è previsto che le verifiche di stabilità generale vengano fatte secondo l'approccio $A_2+M_2+R_2$, con $R_2= 1.1$ (Tab. 6.8.I delle NTC) per i fronti di scavo oppure 1 negli altri casi. Cautelativamente, nel presente progetto, è stato scelto di adottare $R_2= 1.1$.

3. PARATIE TIRANTATE DI PALI

Le paratie sono opere di sostegno di ampio utilizzo sia per strutture definitive sia provvisorie. I metodi tradizionali di calcolo di questo tipo di opere sono basati su considerazioni di equilibrio limite, ipotizzando un comportamento del terreno di tipo rigido-plastico. Le paratie adottate nel presente progetto sono costituite di pali trivellati collegati in testa da un cordolo di coronamento, e con un ordine di tiranti in testa alla paratia.

3.1 SPINTA DELLE TERRE

Si riporta nel seguito una breve sintesi delle diverse procedure proposte per calcolare la spinta agente sulla parete di un'opera di sostegno, seguito nella procedura di calcolo.

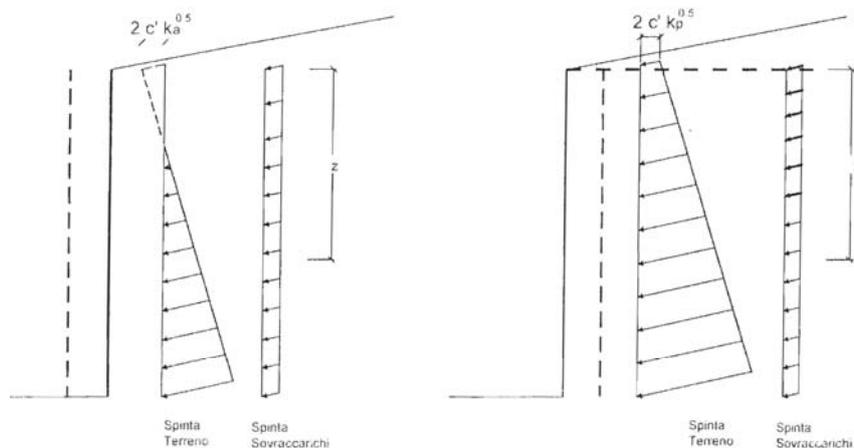
Detto γ il peso di unità di volume del terreno e q il sovraccarico uniforme agente sul terrapieno, in condizioni drenate e in assenza di falda, si assume in genere la distribuzione di pressioni riportate in Figura 3.1. La pressione esercita sulla parete alla generica profondità z dal piano campagna si assume:

$$\text{stato attivo } \sigma_a = \gamma k_a z + q k_a - 2c' \sqrt{k_a}$$

$$\text{stato passivo } \sigma_p = \gamma k_p z + q k_p - 2c' \sqrt{k_p}$$

Il problema in tal modo è ricondotto alla valutazione dei coefficienti di spinta attiva k_a e passiva k_p .

Figura 3.1



In presenza di falda (mare) è stato considerato il peso di volume efficace γ' in luogo di γ .

3.1.1 Teoria di Coulomb

Con ipotesi analoghe a quelle di Rankine, ma nella condizione più generale di:

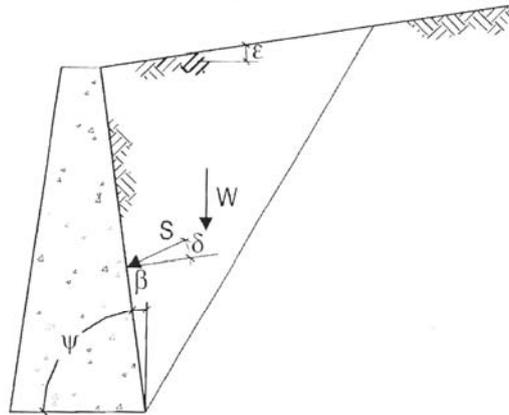
- attrito non nullo tra terreno e muro;
- paramento non necessariamente verticale,

Muller-Breslau (1924) ha esteso il procedimento limite di Coulomb giungendo alle seguenti espressioni dei coefficienti di spinta:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta)\text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta)\text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta)\text{sen}(\varphi + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta)\text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

Figura 3.2



Queste espressioni si riducono a quelle di Rankine nelle ipotesi di paramento verticale, attrito nullo tra paramento e terreno ($\varepsilon=0$) e terrapieno orizzontale ($\delta=0$). Alla stessa conclusione si giunge per $\varepsilon \neq 0$ con $\delta=\varepsilon$. La spinta è inclinata in questo caso di un angolo $\beta+\delta$ rispetto all'orizzontale. L'angolo d'attrito δ esprime la resistenza al taglio che viene mobilitata a livello d'interfaccia muro-terreno. L'Eurocodice 7 in proposito suggerisce di utilizzare valori pari a φ per strutture in calcestruzzo gettato in opera. Valori alti dell'angolo δ sono in genere poco cautelativi poiché comportano una riduzione della componente orizzontale della spinta attiva. Per queste ragioni altri autori ed alcune normative propongono valori non superiori a $2/3\varphi$. Nel presente progetto, a scopo cautelativo, il valore dell'angolo di attrito tra opera e terreno è stato mantenuto basso, inferiore a metà dell'angolo di attrito del terreno.

3.2 AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

Per l'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica i criteri più comunemente utilizzati sono quelli classificabili come metodi pseudo-statici richiamati espressamente sia dall'ordinanza n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 "Norme tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e di sostegno dei terreni" sia dall'Eurocodice 8 -parte 5 (UNI EN 1998-5 gennaio 2005), e nelle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni, al capitolo 7.

Il metodo proposto è quello di Mononobe-Okabe (1929); questo può essere considerato come un'estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb precedentemente illustrato, quindi ne assume sostanzialmente le ipotesi, in più si considera che il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro ("cuneo di rottura") si comporta come un corpo rigido soggetto a un'accelerazione orizzontale a_h e verticale a_v uniformi all'interno del cuneo, così espresse:

$$a_h = k_h g \qquad a_v = k_v g ;$$

in cui: k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;
 k_v è il coefficiente di intensità sismica verticale;
 g è l'accelerazione gravitazionale.

Detto W il peso del cuneo di rottura, l'effetto sismico è portato in conto come una forza statica equivalente (pseudo-statica, appunto) di componenti $k_h W$ in orizzontale e $\pm k_v W$ in verticale.

Considerando un terreno fuori falda, detto θ l'angolo:

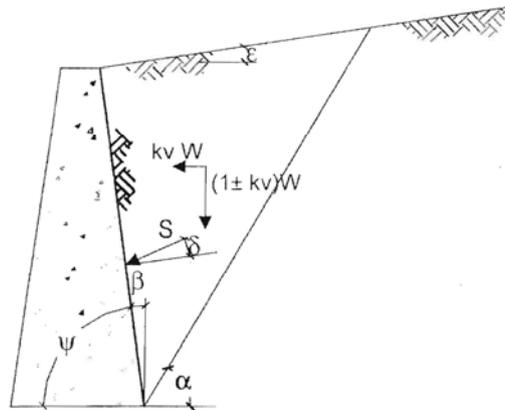
$$\theta = \arctan \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

i coefficienti di spinta sono così espressi:

$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\text{per } \varepsilon > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \text{sen}(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$



La formula per gli stati passivi deve essere usata in genere per pareti verticali ($\psi = 90^\circ$).

La spinta del terreno in condizioni sismiche si assume, pertanto:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_a H^2$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_p H^2$$

L'inclinazione del piano di rottura può essere calcolata con l'espressione:

$$\alpha = \varphi' - \theta + \arctan \left[\sqrt{\frac{P \cdot (P + Q) \cdot (1 + Q \cdot R) - P}{1 + R \cdot (P + Q)}} \right]$$

in cui:

$$P = \tan(\varphi' - \theta - \varepsilon)$$

$$Q = \cot \text{an}(\varphi' - \theta - \beta)$$

$$R = \tan(\theta + \beta + \delta)$$

In caso di presenza di falda con terreno dotato di permeabilità inferiore a $5 \cdot 10^{-4}$ m/s, si adotta un criterio di natura empirica che consiste nel trascurare gli effetti dinamici dell'acqua, maggiorando l'angolo θ secondo l'espressione:

$$\theta = \arctan \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

in cui: γ_{sat} è il peso d'unità di volume del terreno saturo;

γ_w il peso specifico dell'acqua.

Questa espressione nasce dalla considerazione che, con permeabilità basse, l'acqua interstiziale, in condizioni dinamiche, non è libera di muoversi rispetto allo scheletro solido, si realizza così, durante il sisma, un comportamento di tipo non drenato.

3.2.1 Coefficienti di intensità sismica

La normativa vigente impone che, in assenza di studi specifici, i coefficienti d'intensità sismica orizzontale (k_h) e verticale (k_v) siano i seguenti:

$$k_h = S a_g / g / r$$

$$k_v = 0,5 k_h$$

Il valore di a_g/g è assegnato in base alla classificazione sismica del sito. Il coefficiente S è invece legato al profilo stratigrafico ed esprime l'amplificazione dello spettro di risposta dovuto alle diverse velocità delle onde sismiche nei terreni presenti nel sito.

Il fattore r dipende dallo spostamento ammissibile del muro. L'ordinanza n. 3274 indica $r=2$ per i muri che ammettono spostamenti (muri a gravità o sufficientemente flessibili), mentre $r=1$ negli altri casi ed anche in presenza di terreni non coesivi saturi. L'Eurocodice 8 suggerisce i valori riportati in Tabella 3.1.

Tabella 3.1

Tipo di struttura di contenimento	r
Muri liberi a gravità con spostamento ammissibile $d_r \leq 300$ ($S a_g/g$) [mm]	2
Muri liberi a gravità con spostamento ammissibile $d_r \leq 200$ ($S a_g/g$) [mm]	1,5
Muri di calcestruzzo armato resistenti a flessione, muri tiranti o puntellati, muri in c.a. fondati su pali verticali, muri di cantinato con movimento impedito e spalle di ponti	1

Gli stessi valori dei coefficienti di intensità sismica devono essere utilizzati per valutare le azioni sismiche sulle masse strutturali. La componente verticale dell'accelerazione può essere in genere trascurata, ad eccezione dei muri a gravità. Cautelativamente, all'interno del calcolo, è stato assunto $r=1$.

3.2.2 Verifiche agli stati limite

Per le verifiche agli stati limite ultimi le resistenze R_d di progetto del terreno sono determinate a partire dal valore caratteristico diviso per il coefficiente parziale γ_m di Tabella 3.2.

Tabella 3.2 – Coefficienti parziali parametri terreno

Parametro		Coefficiente parziale γ_m	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	1,00	1,40

Per le azioni invece si moltiplicano i valori caratteristici per i coefficienti parziali di Tabella 3.3

Tabella 3.3 – Coefficienti parziali per le azioni

Azione	Simbolo	A1	A2
Permanente Sfavorevole	γ_G	1,3	1,0
Permanente Favorevole		1,0	1,0
Variabile Sfavorevole	γ_Q	1,5	1,3
Variabile Favorevole		0	0

Le Norme Tecniche per le Costruzioni indicano che le verifiche allo stato limite ultimo debbano essere eseguite con due combinazioni:

$$A1 + M1$$

$$A2 + M2$$

Si può limitare l'analisi a solo uno dei due casi se questo risulta evidentemente più gravoso. Secondo le Norme la combinazione A1+M1 dovrebbe essere rilevante per le verifiche strutturali, la A2+M2 per quelle geotecniche.

Le resistenze di progetto R_{cd} sono calcolate da quelle caratteristiche R_{ck} con l'espressione:

$$R_{cd} = R_{ck} / \gamma_m$$

L'azione di progetto applicata si esprime come:

$$F_{cd} = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

in cui G e Q sono rispettivamente le azioni permanenti e variabili.

Tra le azioni permanenti G le stesse norme riportano le forze indotte dalla pressione del terreno e quelle dell'acqua.

L'Eurocodice 7 ed anche le NTC introduce 3 approcci di progetto (Design Approach). Il primo include due combinazioni:

Combinazione 1: $A1 + M1 + R1$

Combinazione 2: $A2 + M2 + R1$

in cui i coefficienti A1 e M1 sono gli stessi della normativa italiana e R è un ulteriore set di coefficienti parziali applicati alle resistenze del terreno riportati in Tabella 3.4.

Queste due combinazioni sono del tutto analoghe a quelle fornite dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.

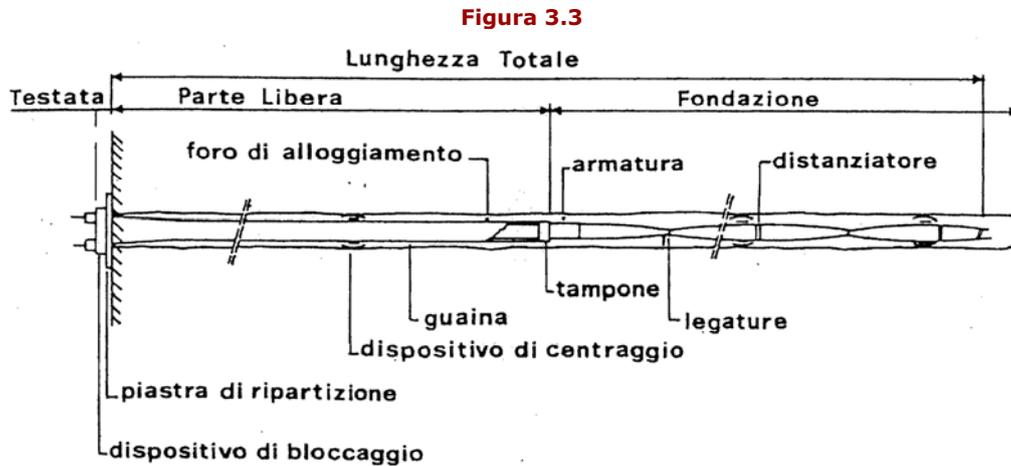
Tabella 3.4 – Fattori parziali di resistenza per strutture di sostegno (EC7)

Resistenza	simbolo	R1	R2	R3
Capacità portante (base)	$\gamma_{R,v}$	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	$\gamma_{R,h}$	1.0	1.0	1.1
Resistenza del Terreno (spinta passiva)	$\gamma_{R,e}$	1.0	1.0	1.4

Per le paratie è previsto che le verifiche di stabilità generale vengano fatti secondo l'approccio A2+M2+R2, con R2= 1.1 (Tab. 6.8.I delle NTC) per i fronti di scavo oppure 1 negli altri casi. Cautelativamente, nel presente progetto, è stato scelto di adottare R2= 1.1.

3.3 TIRANTI

I tiranti di ancoraggio sono particolari elementi strutturali, destinati a collegare opere principali alla roccia o al terreno (Figura 3.3)



Il loro impiego nell'ingegneria civile è oggi ben noto e assai diffuso e trova le principali applicazioni nella costruzione di opere di sostegno, dighe, bacini di carenaggio, rivestimento di gallerie, stabilizzazione di pendii, etc.

Il loro funzionamento è concettualmente assai semplice, collegano infatti la parte più profonda del terreno supposta stabile, con il manufatto destinato al contenimento della porzione di terreno probabilmente non stabile.

Una prima grande distinzione viene effettuata a seconda che il tirante sia di tipo provvisorio o permanente. Le due tipologie si differenziano in funzione della vita utile del tirante stesso (AICAP 1993, UNI EN 1537); infatti con il termine permanente si intende un tirante con vita utile superiore o uguale a due anni, mentre per provvisorio uno con vita utile inferiore a due.

Questo si traduce nell'impiego di un diverso coefficiente di sicurezza (F_s) per l'esame delle condizioni di stabilità nell'approccio definibile in termini di "tensioni ammissibili".

Infatti per i tiranti permanenti viene, assunto un coefficiente di sicurezza pari a $F_s=2,5$, mentre per i provvisori tale coefficiente è assunto pari a $F_s=2,0$. Nel presente progetto sono stati considerati coefficienti pari a 2.5, essendo i tiranti di tipo permanente.

Per la determinazione della lunghezza della fondazione, di seguito vengono riportati dei criteri con cui è stata definita la lunghezza della fondazione, fatte salve quelle verifiche sperimentali che dovranno essere condotte in cantiere tramite ancoraggi preliminari di prova, in conformità con quanto previsto dalle norme tecniche.

La minima lunghezza della fondazione è stata definita sulla base dei risultati delle seguenti tre verifiche:

- aderenza malta -terreno che definisce la lunghezza di fondazione;
- aderenza malta -corrugato;
- aderenza malta -acciaio.

La lunghezza minima della fondazione del tirante è la più grande tra le tre lunghezze così valutate.

1. Per quanto riguarda l'aderenza malta-terreno, la lunghezza di fondazione è definita attraverso l'espressione:

$$L_1 = Nt / (Ds \cdot \pi \cdot \tau_t)$$

- Ds* diametro da porre a base dei calcoli, ottenuto a partire dal diametro di perforazione D ($D_s = \alpha \cdot D$), eventualmente incrementato da un eventuale coefficiente maggiorativo (α) del diametro di perforazione adottato, che è possibile ricavare in funzione della litologia e della tecnologia di iniezione adottata, attraverso abachi forniti da Bustamante e Doix (1985) (Tabella 3.5 – Valori del Coefficiente α ($V_s = L_s \cdot n \cdot d_s^2 / 4$));
- tsd* valore ammissibile o di progetto della resistenza tangenziale all'interfaccia malta-terreno, che si può determinare in funzione della resistenza alla penetrazione (N_{spt}) o dai risultati di prove pressiometriche;
- Nt* sforzo massimo di trazione nel tirante (verifiche alle tensioni ammissibili) ovvero valore di progetto dello sforzo di trazione (verifiche allo stato limite ultimo).

Tabella 3.5 – Valori del Coefficiente α ($V_s = L_s \cdot n \cdot d_s^2 / 4$)

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 Vs	1,5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 Vs	1,5 Vs
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 Vs	1,5 Vs
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs	1,5 Vs
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs	1,5 Vs
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs	1,5 Vs
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) Vs	1,5 Vs
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	2 Vs	1,5 Vs
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	(2,5 - 3) Vs	(1,5 - 2) Vs
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1, 1 - 1,5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Il valore della resistenza tangenziale all'interfaccia L_{sd} da introdurre nei calcoli è ricavabile dal valore medio della resistenza a rottura s determinabile a partire dagli abachi di Bustamante e Doix (1985). In essi sono riportati, in base alla litologia dell'ammasso e alla tecnologia di iniezione, i valori limite di resistenza dell'interfaccia. In funzione della resistenza alla penetrazione (N_{spt}) o dai risultati di prove pressiometriche, è possibile ricavare il valore della resistenza laterale unitaria s (Figura 3.4÷Figura 3.6). La curva a cui fare riferimento dipende dal tipo di iniezione secondo quanto riportato nella Tabella 3.6. Dove con IRS, viene ad essere indicata una tipologia di iniezione ripetuta e selettiva, mentre con IGU, viene ad essere indicata una tipologia di iniezione effettuata in una unica soluzione.

Tabella 3.6 – Indicazioni per la scelta del valore di s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

Le normative più recenti tendono, però, ad introdurre metodi di calcolo basati su verifiche agli stati limite per l'analisi delle strutture.

Le recenti Norme Tecniche per le costruzioni nonché l'Eurocodice 7 giunto ormai alla versione definitiva (UNI EN 1997-1 del febbraio 2005) forniscono le indicazioni sull'approccio metodologico e sui coefficienti parziali da adottare per le geotecniche con i metodi semiprobabilistici allo stato limite ultimo e di esercizio per le opere geotecniche.

Sia la normativa italiana sia quella europea forniscono analoghi approcci per le verifiche, pertanto quanto riportato nel seguito è applicabile in entrambi i casi.

Per dimostrare che la fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

$$F_{cd} \leq R_{cd}$$

in cui: F_{cd} è il carico assiale di progetto;

R_{cd} è la capacità portante di progetto allo stato limite ultimo del tirante per carichi assiali.

L'azione di progetto ($N_t = F_{cd}$) applicata al tirante può esprimersi come:

$$F_{cd} = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

in cui: G e Q sono rispettivamente le azioni caratteristiche permanenti e temporanee variabili;

γ_G e γ_Q sono i coefficienti parziali moltiplicatori dei carichi relativi alla condizione di progetto "A2" definita dalle Norme Tecniche, $\gamma_G = 1,0$ e $\gamma_Q = 1,3$.

Il carico limite di progetto R_{cd} è ricavato come:

$$R_{cd} = R_{sd}$$

in cui R_{sd} è la resistenza laterale di progetto.

Quest'ultima può essere calcolata con l'espressione:

$$R_{sd} = \pi \cdot D_s \cdot L_1 \cdot \tau_{sd}$$

in cui: D_s è il diametro della perforazione;

τ_{sd} è il valore di progetto della tensione di adesione malta-terreno;

L_s è la lunghezza di ancoraggio.

I valori delle resistenze di progetto sono ricavati dai valori caratteristici, τ_{sk} , tramite il coefficiente parziale γ_s ; per quest'ultimo si può fare riferimento al valore proposto per i pali, riportato nella Tabella 3.7:

$$\tau_{sd} = \tau_{sk} / \gamma_s$$

Tabella 3.7

Coefficienti	γ_s
Pali trivellati	1,3

Il valore caratteristico della resistenza laterale deve essere determinato come:

$$\tau_{sk} = \text{Min} \left\{ \frac{\tau_{s,media}}{\xi_3}; \frac{\tau_{s,minima}}{\xi_4} \right\}$$

in cui i valori ξ_3 e ξ_4 sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate n come riportato nella Tabella 3.8.

Tabella 3.8

n	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Per quel che riguarda i parametri di resistenza medi da introdurre, nel caso del calcolo possono essere assunti gli stessi valori utilizzati nella progettazione tradizionale con i coefficienti globali di sicurezza.

Figura 3.4 – Abaco per il calcolo di s per argille e limi

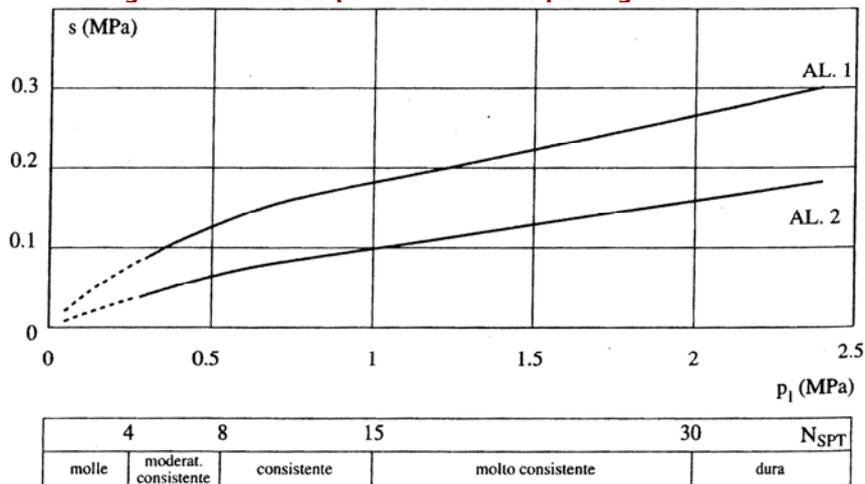


Figura 3.5 – Abaco per il calcolo di s per gessi, marne, marne calcaree

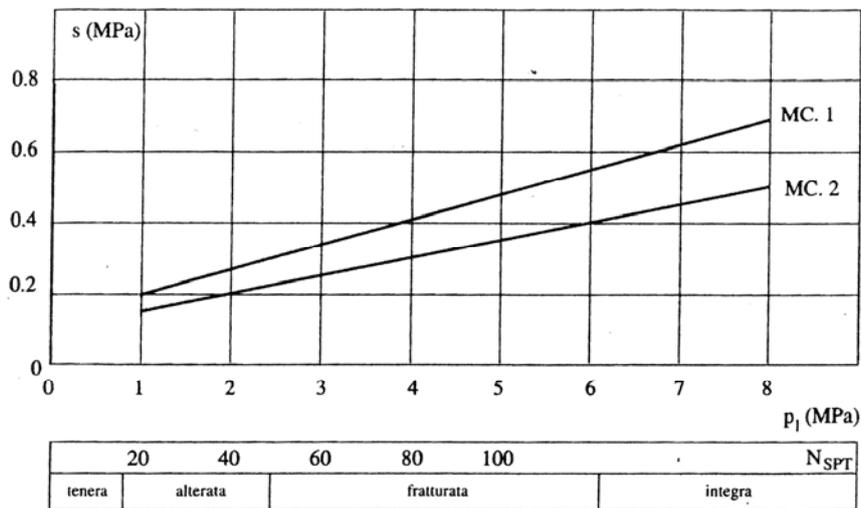
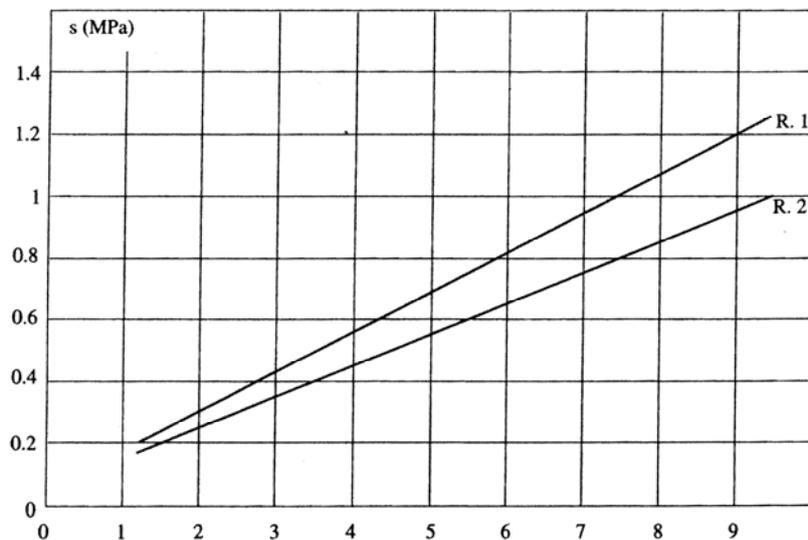


Figura 3.6 - Abaco per il calcolo di s per rocce alterate e fratturate



Nel presente progetto è stato cautelativamente adottato il tirante di tipo IRS (a iniezioni ripetute) ed una resistenza s pari a 0.1-0.12 MPa (media-massima), ossia valori tipici per limi moderatamente consistenti.

2. Per quanto riguarda l'aderenza malta-corrugato, la lunghezza di ancoraggio è definita attraverso l'espressione:

$$L_2 = Nt / (D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$$

- D_{corr} diametro interno del corrugato
- τ_{cls} resistenza tangenziale della malta, che si può determinare in funzione della resistenza caratteristica a compressione della malta (R_{ck});
- Nt sforzo massimo di trazione nel tirante.

3. Per quanto riguarda l'aderenza malta-acciaio, la lunghezza di ancoraggio è definita attraverso l'espressione:

$$L_3 = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$$

- coefficiente correttivo (γ) dipendente dallo stato delle superfici e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi, valore che è possibile ricavare da una tabella riportata sul foglio di calcolo;
- coefficiente correttivo (δ) dipendente dal numero di tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina o perforazione. Anche in questo caso è possibile ricavare tale parametro da tabelle riportate sul foglio di calcolo, che si differenziano a seconda che siano elementi di tensione separati da distanziatori o paralleli tra loro;
- somma dei diametri dei fili, trefoli, barre contenuti in una unica guaina o perforazione;
- τ_{cls} resistenza tangenziale della malta, che si può determinare in funzione della resistenza caratteristica a compressione della malta (R_{ck});
- Nt sforzo massimo di trazione nel tirante;
- per quanto riguarda i valori γ e δ , questi possono essere ricavati dalle seguenti tabelle in funzione della tipologia del tirante impiegato.

Tabella 3.9 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	γ
Filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1,3
trefolo, normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2,0
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, untati o verniciati	0,75-0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1,7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2,5

Tabella 3.10 - Valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0,89	0,81	0,72	0,63	0,55
n	7	8	9	10	11	12
δ	0,5	0,4	0,4	0,3	0,3	0,2

Figura 3.7 – Valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0,8	0,6	0,5

(Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.)

A vantaggio di sicurezza è stato assunto per γ il valore di 0.85.

Per quanto riguarda le lunghezze libere dei tiranti, queste sono state scelte in maniera tale che la fondazione si trovasse all'esterno del cuneo di spinta attiva. La fondazione è stata in pratica collocata in maniera tale da essere tutta compresa nell'arco avente centro al punto inferiore della paratia, individuato rispetto alla all'orizzontale da un angolo pari a $45^\circ + \phi/2$, essendo ϕ l'angolo di attrito interno del materiale di riempimento a tergo della paratia.

4. RIFERIMENTI TECNICI E NORMATIVI

4.1 PRINCIPALE NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Decreto Ministeriale 14/1/2008 recante "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare Ministeriale 2/2/2009 n. 617 recante "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008"
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- Regione Puglia - Deliberazione della Giunta Regionale n. 153 del 2 marzo 2004 - Individuazione delle zone sismiche del territorio regionale e delle tipologie di edifici ed opere strategici e rilevanti - Approvazione del programma temporale e delle indicazioni per le verifiche tecniche da effettuarsi sugli stessi
- Consiglio Superiore del Ministero dei Lavori Pubblici - Istruzioni Tecniche Per La Progettazione Delle Dighe Marittime
- Consiglio Superiore Lavori Pubblici - Istruzioni tecniche per la progettazione e la esecuzione di opere di protezione delle coste.
- Consiglio Superiore Lavori Pubblici - Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive.
- Consiglio Superiore Lavori Pubblici - Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Linee Guida sul calcestruzzo preconfezionato
- EN 1990: Eurocode - Basis of structural design
- EN 1991: Eurocode 1 - Actions on structures
- EN 1992: Eurocode 2 - Design of concrete structures
- EN 1997: Eurocode 7 - Geotechnical design
- EN 1998: Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance
- UNI EN 206-1:2006, Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- Piano di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) - Autorità di Bacino della Regione Puglia

4.2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E RACCOMANDAZIONI TECNICHE

- Headquarters, U.S. Army Corps of Engineers. (2001). Coastal Engineering Manual, EM 1110-2-1100, Washington, DC
- P. De Girolamo, L. Franco, A. Noli - Fondamenti di Oceanografia e Idraulica Marittima per Ingegneri
- V. Milano - Idraulica marittima. Maggioli Editore
- C. Viggiani - Fondazioni - Edizione Hevelius
- G. Toniolo - CEMENTO ARMATO - CALCOLO AGLI STATI LIMITE - Ed. Zanichelli

- P. Pozzati – TEORIA E TECNICA DELLE STRUTTURE – Ed. UTET
- A. Noli – COSTRUZIONI MARITTIME – Editrice Universitaria La Goliardica
- E. Benassai – ELEMENTI DI COSTRUZIONI MARITTIME – Vol. I e II
- M. Collepardi - Scienza e tecnologia del calcestruzzo
- J. E. Bowles – Fondazioni – McGraw Hill
- G.P. Tsinker – Port Engineering. Planning, Construction and Maintenance. Wiley
- B.C. Gerwick Construction of Marine and Offshore Structures
- Mancarella, D.; Babovic, V.; Keijzer, M.; Simeone, V. Data assimilation of forecasted errors in hydrodynamic models using inter-model correlations. Int. J. Numer. Methods Fluids 56, No. 6, 587-605 (2008)
- PIANC – AIPCN - MarCom Report of WG 17/2004 - Inspection, Maintenance and Repair of Maritime Structures Exposed to Damage and Material Degradation caused by a Salt Water Environment
- Bollettino CEB n. 137, allegato 5, Paul Regan. Resistenza delle sezioni circolari a taglio.
- CNR 10024-86 – Analisi di strutture mediante elaboratore: Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- Associazione Geotecnica Italiana (1977) – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Roma
- ASTM Procedures for testing soil, 4th edition
- Mancina M., Nori R., Iasiello P. (2006) Progetti e Calcoli di Geotecnica con excel, vol. 1
- Mancina M., Nori R., Iasiello P. (2007) Progetti e Calcoli di Geotecnica con excel, vol. 2
- Raccomandazioni A.I.C.A.P. "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce", 1993
- Raccomandazioni A.G.I (Associazione Geotecnica Italiana) "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce", 1993
- Tanzini M. (2004). "Micropali e pali di piccolo diametro". Dario Flaccovio Ed.,Palermo.
- AA.VV. (2005). "La progettazione geotecnica con gli Eurocodici". Atti XX CGT, Conferenze di Geotecnica di Torino, XX ciclo, Politecnico di Torino, 22 e 23 Novembre 2005.
- A.G.I. (1977). "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche". Associaz. Geotecnica Italiana, Roma.
- A.G.I. (1984). "Raccomandazioni sui pali di fondazione". Associaz. Geotecnica Italiana, Roma, 49 pp.
- A.G.I. (2005). "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica – Linee guida". Patron Editore, Bologna.

5. VERIFICA DELLA PARATIA TIRANTATA

5.1 PREMESSA

Il compito dell'opera di sostegno progettata, una paratia di pali trivellati, è quello di accogliere la spinta delle terre retrostanti il muro di banchina, in maniera tale da incrementare la sicurezza rispetto al ribaltamento del muro di banchina stesso.

Nel seguito si illustrano i risultati del calcolo dei coefficienti di spinta per i materiali interessati dalla realizzazione della paratia. Le verifiche previste dalla Normativa richiedono il calcolo delle forze e resistenze delle opere interagenti con i terreni, attraverso l'incremento delle forze stesse (Coefficienti A1, A2 ed EQU) e/o il decremento delle resistenze (Coefficienti M2).

Per le paratie, le verifiche della profondità di infissione sono state effettuate secondo le seguenti combinazioni (paragrafo 2.5.3 delle NTC):

Combinazione statica S.L.U. fondamentale

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

In cui i coefficienti γ corrispondono alla combinazione A2+M2+R2 (paragrafo 6.5.3.1.2 NTC), in cui per il coefficiente R2 si assume 1.1 (fronti di scavo, tab. 6.8.1 NTC). Per i coefficienti ψ , si è considerato l'ambiente come di categoria C, Ambienti suscettibili di affollamento ($\psi_{0j}=0.7$, $\psi_{1j}=0.7$, $\psi_{0j}=0.6$, come da tabella 2.5.I delle NTC). G sono le forze permanenti mentre Q le forze variabili.

Per il calcolo delle azioni sismiche, si è impiegato il metodo pseudo-statico, precedentemente descritto, adoperando i coefficienti di spinta in condizioni sismiche, per determinare l'incremento delle forze agenti in condizioni sismiche, e senza incrementare le altre forze statiche agenti, nonché riducendo le azioni variabili con un coefficiente $\psi=0.6$, come previsto dalla normativa.

Le verifiche sono state anche condotte con riferimento alla combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

In cui E rappresenta l'azione sismica, i coefficienti amplificativi delle forze permanenti sono tutti unitari, mentre le forze variabili sono decrementate secondo i coefficienti ψ . Le verifiche sono state effettuate rispetto al ribaltamento ed allo scorrimento e le tabelle, con i valori di calcolo, sono state inserite nei seguenti paragrafi. Alle Tabelle sono associate le simbologie rappresentate nei disegni rappresentate nelle figure.

Analoghe verifiche sono state effettuate per il dimensionamento delle strutture, con i coefficienti parziali delle tab. 6.2.I e 6.2.II.

Tutte le verifiche sono state effettuate per le diverse profondità di fondale antistante la banchina sia per la combinazione SLU fondamentale statica che per la combinazione sismica, e le armature opportunamente differenziate.

Il verifiche di infissione delle paratie sono state effettuate con un approccio cautelativo, tenuto conto che è stato considerato il sovraccarico accidentale della banchina distribuito nel semipiano infinito a tergo dell'opera per un valore pari a 9 kN/m², al fine di garantire la carrabilità della banchina. Essendo la paratia costituita da pali disposti a quinconce per incrementare la rigidità della struttura su due file, con braccio pari ad 1 m, ed interasse pari a 0.5 m.

L'infissione della paratia è stata determinata in maniera tale che le verifiche a ribaltamento e scorrimento fossero soddisfatte, ossia che il coefficiente di sicurezza $R = Fr/Fd$ (o Mr/Md), ossia il rapporto tra le forze (o momenti) resistenti (Fs) e le forze (o momenti) di progetto (Fd) fosse almeno uguale ad 1.1, come previsto dalla normativa. **La verifiche sulle strutture sono state soddisfatte controllando che gli sforzi agenti fossero inferiori agli sforzi resistenti** dei materiali ottenuti a partire dai loro valori caratteristici di resistenza e decurtati con i loro coefficienti parziali di materiale γ_M . Per la sezione in cemento armato dei pali si sono dimensionate le armature verificando che lo stato di sollecitazione fosse interno al dominio di rottura. Analogamente **la verifica sui tiranti adottati è avvenuta con esito favorevole sia nei riguardi della resistenza strutturale che allo sfilamento**.

I coefficienti di spinta, di seguito riportati, sono stati calcolati sia con i parametri geotecnici di partenza (coefficienti $M1$), sia adottando i coefficienti di decremento ($M2$), che prevede una riduzione del 25% per la tangente dell'angolo di attrito e del 40 % per la coesione. Tali parametri sono stati impiegati nelle successive verifiche.

5.2 COEFFICIENTI DI SPINTA (M1)

La seguente tabella riporta i coefficienti di spinta ed i principali parametri di calcolo per l'interazione terreno-strutture con la paratia, considerando i parametri geotecnici illustrati nella relazione geotecnica e geologica.

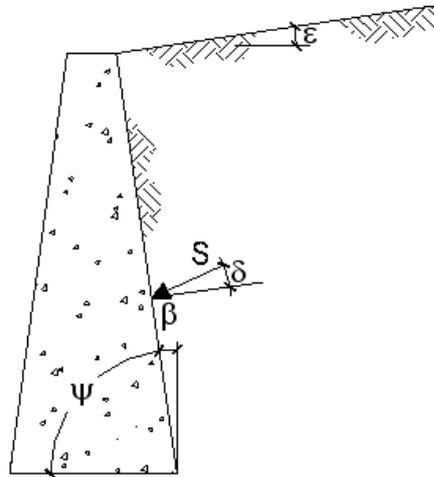
Y	Y'	ka	kp	kas	kps	kas	kps	
18.5	8.5	0.39	3.11	0.52	2.04	0.52	2.04	Materiale antropico
20.5	10.5	0.29	4.8	0.39	2.77	0.39	2.77	Sabbie limose
21	11	0.37	3.26	0.48	2.17	0.48	2.17	Limi sabbiosi
21	11	0.34	3.69	0.44	2.35	0.44	2.35	Argille limose

In cui, Y e Y' sono i pesi di volume ed i pesi di volume in acqua dei terreni, mentre ka e kp, kas e kps sono i coefficienti di spinta attiva e passiva, in condizioni statiche e sismiche. Il dettaglio del calcolo è riportato nelle seguenti tabelle. Il procedimento di calcolo è stato illustrato nel precedente capitolo.

5.2.1 Materiale antropico

COEFFICIENTI DI SPINTA

- $\varphi' = 23.0$ (°)
- $\varepsilon = 0.0$ (°)
- $\delta = 12.0$ (°)
- $\beta = 0.0$ (°)
- $\psi = 90.0$ (°)



STATICO

COULOMB

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

RANKINE ($\psi = 90^\circ$)

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

coefficiente di spinta attiva

Coulomb		Rankine	
$k_a =$	0.3962 (-)	$k_a =$	0.4381 (-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$		$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$	
$k_{ah} =$	0.3875 (-)	$k_{ah} =$	0.4381 (-)

coefficiente di spinta passiva

Coulomb		Rankine	
$k_p =$	3.1872 (-)	$k_p =$	2.2826 (-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$		$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$	
$k_{ph} =$	3.1176 (-)	$k_{ph} =$	2.2826 (-)

SISMICO

$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\text{per } \varepsilon > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

1. $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$ 2. $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$ 3. $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$

massima accelerazione al suolo $a_g/g = 0.07$ (-)
 coefficiente stratigrafico $S = 1.20$ (-)

peso di volume naturale del terreno $\gamma = 18.5$ (kN/mc)
 peso di volume secco del terreno $\gamma_d = 14.5$ (kN/mc)
 peso specifico dell'acqua $\gamma_w = 10.0$ (kN/mc)

- 1. quota falda al di sotto dell'opera di sostegno
- 2. terreno impermeabile in condizioni dinamiche in falda ($\gamma = \gamma_{sat}$)
- 3. terreno permeabile in condizioni dinamiche in falda

Coefficiente r per spostamenti ammissibili del muro $r = 1$

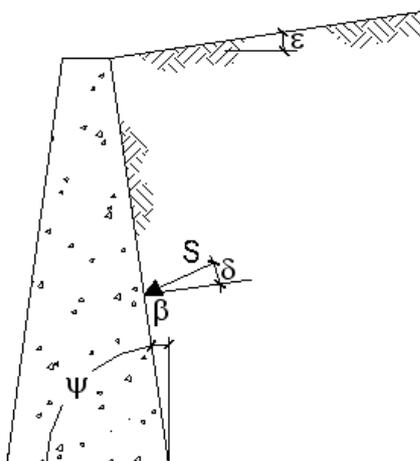
$k_h = 0.0816$ $k_v = 0.0408$
 $\theta^+ = 7.62$ (°) $\theta^- = 8.26$ (°)

coefficienti di spinta attiva		coefficienti di spinta passiva ($\delta = 0$)	
$kas^+ =$	0.5066 (-)	$kps^+ =$	2.0669 (-)
$kas^- =$	0.5181 (-)	$kps^- =$	2.0469 (-)

5.2.2 Sabbie debolmente limose

COEFFICIENTI DI SPINTA

φ' =	30.0	(°)
ε =	0.0	(°)
δ =	15.0	(°)
β =	0.0	(°)
ψ =	90.0	(°)



STATICO

COULOMB

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

RANKINE ($\psi = 90^\circ$)

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

coefficiente di spinta attiva

Coulomb			Rankine		
$k_a =$	0.3014	(-)	$k_a =$	0.3333	(-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$		
$k_{ah} =$	0.2911	(-)	$k_{ah} =$	0.3333	(-)

coefficiente di spinta passiva

Coulomb			Rankine		
$k_p =$	4.9765	(-)	$k_p =$	3.0000	(-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$		
$k_{ph} =$	4.8069	(-)	$k_{ph} =$	3.0000	(-)

SISMICO

$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\text{per } \varepsilon > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

1. $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$ 2. $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$ 3. $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$

massima accelerazione al suolo $a_g/g = 0.07$ (-)
 coefficiente stratigrafico $S = 1.20$ (-)

peso di volume naturale del terreno $\gamma = 20.5$ (kN/mc)
 peso di volume secco del terreno $\gamma_d = 16.0$ (kN/mc)
 peso specifico dell'acqua $\gamma_w = 10.0$ (kN/mc)

- 1. quota falda al di sotto dell'opera di sostegno
- 2. terreno impermeabile in condizioni dinamiche in falda ($\gamma = \gamma_{sat}$)
- 3. terreno permeabile in condizioni dinamiche in falda

Coefficiente r per spostamenti ammissibili del muro $r = 1$

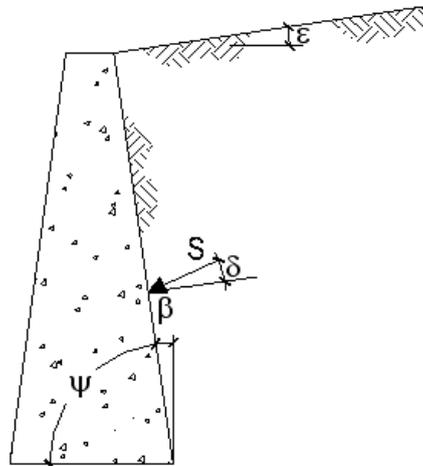
$k_h = 0.0816$ $k_v = 0.0408$
 $\theta^+ = 6.81$ (°) $\theta^- = 7.39$ (°)

coefficienti di spinta attiva		coefficienti di spinta passiva ($\delta = 0$)	
$kas^+ =$	0.3827 (-)	$kps^+ =$	2.7851 (-)
$kas^- =$	0.3907 (-)	$kps^- =$	2.7660 (-)

5.2.3 Limi sabbioso-argillosi

COEFFICIENTI DI SPINTA

$\varphi' = 24.0$ (°)
 $\varepsilon = 0.0$ (°)
 $\delta = 12.0$ (°)
 $\beta = 0.0$ (°)
 $\psi = 90.0$ (°)



STATICO

COULOMB

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

RANKINE ($\psi = 90^\circ$)

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

coefficiente di spinta attiva

Coulomb		Rankine	
$k_a =$	0.3821 (-)	$k_a =$	0.4217 (-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$		$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$	
$k_{ah} =$	0.3737 (-)	$k_{ah} =$	0.4217 (-)

coefficiente di spinta passiva

Coulomb		Rankine	
$k_p =$	3.3374 (-)	$k_p =$	2.3712 (-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$		$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$	
$k_{ph} =$	3.2645 (-)	$k_{ph} =$	2.3712 (-)

SISMICO

$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\text{per } \varepsilon > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

1. $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$ 2. $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$ 3. $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$

massima accelerazione al suolo $a_g/g = 0.07$ (-)
 coefficiente stratigrafico $S = 1.20$ (-)

peso di volume naturale del terreno $\gamma = 21.0$ (kN/mc)
 peso di volume secco del terreno $\gamma_d = 16.0$ (kN/mc)
 peso specifico dell'acqua $\gamma_w = 10.0$ (kN/mc)

- 1. quota falda al di sotto dell'opera di sostegno
- 2. terreno impermeabile in condizioni dinamiche in falda ($\gamma = \gamma_{sat}$)
- 3. terreno permeabile in condizioni dinamiche in falda

Coefficiente r per spostamenti ammissibili del muro $r = 1$

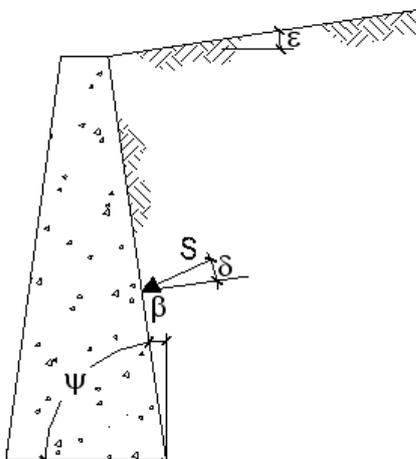
$k_h = 0.0816$ $k_v = 0.0408$
 $\theta^+ = 6.51$ (°) $\theta^- = 7.05$ (°)

coefficienti di spinta attiva		coefficienti di spinta passiva ($\delta = 0$)	
$kas^+ =$	0.4710 (-)	$kps^+ =$	2.1864 (-)
$kas^- =$	0.4799 (-)	$kps^- =$	2.1696 (-)

5.2.4 Argille Limose

COEFFICIENTI DI SPINTA

φ' =	26.0	(°)
ε =	0.0	(°)
δ =	13.0	(°)
β =	0.0	(°)
ψ =	90.0	(°)



STATICO

COULOMB

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

RANKINE ($\psi = 90^\circ$)

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

coefficiente di spinta attiva

Coulomb			Rankine		
$k_a =$	0.3532	(-)	$k_a =$	0.3905	(-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$		
$k_{ah} =$	0.3441	(-)	$k_{ah} =$	0.3905	(-)

coefficiente di spinta passiva

Coulomb			Rankine		
$k_p =$	3.7870	(-)	$k_p =$	2.5611	(-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$		
$k_{ph} =$	3.6899	(-)	$k_{ph} =$	2.5611	(-)

SISMICO

$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\text{per } \varepsilon > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

1. $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$ 2. $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$ 3. $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$

massima accelerazione al suolo $a_g/g = 0.07$ (-)
 coefficiente stratigrafico $S = 1.20$ (-)

peso di volume naturale del terreno $\gamma = 21.0$ (kN/mc)
 peso di volume secco del terreno $\gamma_d = 16.0$ (kN/mc)
 peso specifico dell'acqua $\gamma_w = 10.0$ (kN/mc)

- 1. quota falda al di sotto dell'opera di sostegno
- 2. terreno impermeabile in condizioni dinamiche in falda ($\gamma = \gamma_{sat}$)
- 3. terreno permeabile in condizioni dinamiche in falda

Coefficiente r per spostamenti ammissibili del muro $r = 1$

$k_h = 0.0816$ $k_v = 0.0408$
 $\theta^+ = 6.51$ (°) $\theta^- = 7.05$ (°)

coefficienti di spinta attiva		coefficienti di spinta passiva ($\delta = 0$)	
$kas^+ =$	0.4379 (-)	$kps^+ =$	2.3701 (-)
$kas^- =$	0.4463 (-)	$kps^- =$	2.3530 (-)

5.3 COEFFICIENTI DI SPINTA (M2)

La seguente tabella riporta i coefficienti di spinta ed i principali parametri di calcolo per l'interazione terreno-strutture con la paratia, considerando i parametri geotecnici illustrati nella relazione geotecnica e geologica, decrementati secondo i coefficienti della colonna M2 della tab. 6.2.II delle NTC. In particolare la tangente dell'angolo di attrito interno di partenza è stato decurtato del 25%,. Mentre la coesione del 40%. I nuovi angoli di attrito ridotti sono stati impiegati per determinare i coefficienti di spinta sia a attiva che passiva.

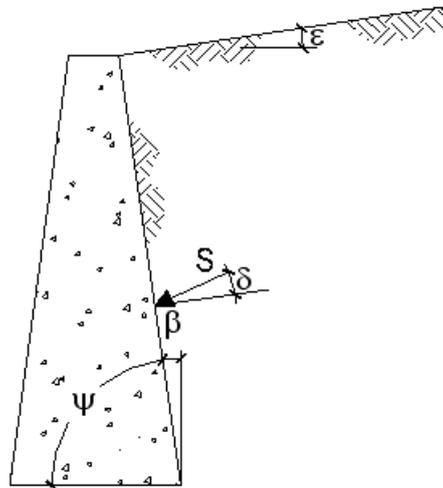
	Y	Y'	ka (M2)	kp (M2)	C' (kPa)
Materiale antropico	18.5	8.5	0.45	2.57	0
Sabbie limose	20.5	10.5	0.35	3.68	0
Limi sabbiosi	21	11	0.43	2.67	8
Argille limose	21	11	0.4	3	10

In cui, Y e Y' sono i pesi di volume ed i pesi di volume in acqua dei terreni, mentre ka e kp, kas e kps sono i coefficienti di spinta attiva e passiva, in condizioni statiche e sismiche. Il dettaglio del calcolo è riportato nelle seguenti tabelle. Il procedimento di calcolo è stato illustrato nel precedente capitolo.

5.3.1 Materiale antropico

COEFFICIENTI DI SPINTA

- $\varphi' = 18.8$ (°)
- $\varepsilon = 0.0$ (°)
- $\delta = 12.0$ (°)
- $\beta = 0.0$ (°)
- $\psi = 90.0$ (°)



STATICO

COULOMB

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

RANKINE ($\psi = 90^\circ$)

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

coefficiente di spinta attiva

Coulomb			Rankine		
$k_a =$	0.4612	(-)	$k_a =$	0.5135	(-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$		
$k_{ah} =$	0.4511	(-)	$k_{ah} =$	0.5135	(-)

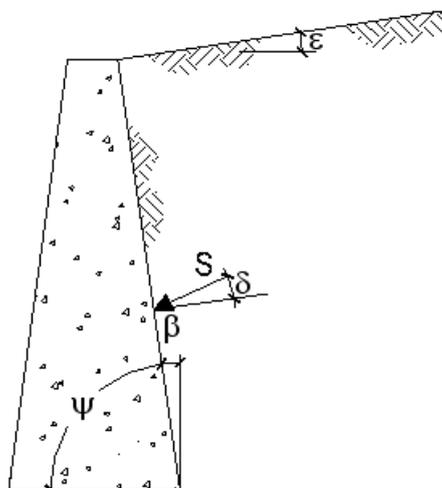
coefficiente di spinta passiva

Coulomb			Rankine		
$k_p =$	2.6326	(-)	$k_p =$	1.9474	(-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$		
$k_{ph} =$	2.5751	(-)	$k_{ph} =$	1.9474	(-)

5.3.2 Sabbie Limose

COEFFICIENTI DI SPINTA

- $\varphi' = 24.8 \text{ (}^\circ\text{)}$
- $\varepsilon = 0.0 \text{ (}^\circ\text{)}$
- $\delta = 15.0 \text{ (}^\circ\text{)}$
- $\beta = 0.0 \text{ (}^\circ\text{)}$
- $\psi = 90.0 \text{ (}^\circ\text{)}$



STATICO

COULOMB

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

RANKINE ($\psi = 90^\circ$)

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

coefficiente di spinta attiva

Coulomb			Rankine		
$k_a =$	0.3658	(-)	$k_a =$	0.4090	(-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$		
$k_{ah} =$	0.3533	(-)	$k_{ah} =$	0.4090	(-)

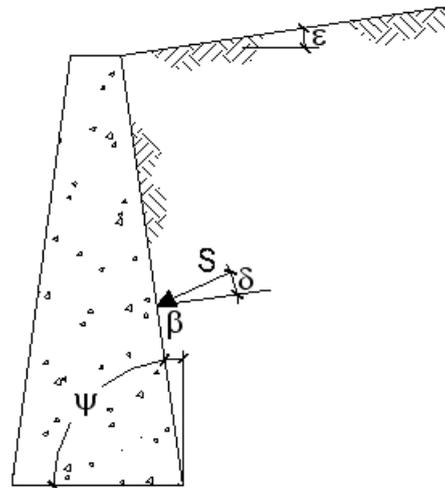
coefficiente di spinta passiva

Coulomb			Rankine		
$k_p =$	3.8169	(-)	$k_p =$	2.4450	(-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$		
$k_{ph} =$	3.6868	(-)	$k_{ph} =$	2.4450	(-)

5.3.3 Limi sabbiosi

COEFFICIENTI DI SPINTA

- $\varphi' = 19.6 \text{ (}^\circ\text{)}$
- $\varepsilon = 0.0 \text{ (}^\circ\text{)}$
- $\delta = 12.0 \text{ (}^\circ\text{)}$
- $\beta = 0.0 \text{ (}^\circ\text{)}$
- $\psi = 90.0 \text{ (}^\circ\text{)}$



STATICO

COULOMB

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

RANKINE ($\psi = 90^\circ$)

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

coefficiente di spinta attiva

Coulomb		Rankine	
$k_a =$	0.4475 (-)	$k_a =$	0.4976 (-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$		$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$	
$k_{ah} =$	0.4377 (-)	$k_{ah} =$	0.4976 (-)

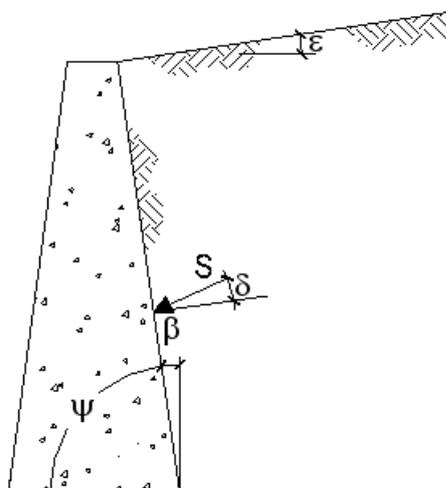
coefficiente di spinta passiva

Coulomb		Rankine	
$k_p =$	2.7338 (-)	$k_p =$	2.0096 (-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$		$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$	
$k_{ph} =$	2.6741 (-)	$k_{ph} =$	2.0096 (-)

5.3.4 Argille limose

COEFFICIENTI DI SPINTA

$\varphi' =$	21.3	(°)
$\varepsilon =$	0.0	(°)
$\delta =$	13.0	(°)
$\beta =$	0.0	(°)
$\psi =$	90.0	(°)



STATICO

COULOMB

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

RANKINE ($\psi = 90^\circ$)

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

coefficiente di spinta attiva

Coulomb			Rankine		
$k_a =$	0.4189	(-)	$k_a =$	0.4671	(-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$		
$k_{ah} =$	0.4081	(-)	$k_{ah} =$	0.4671	(-)

coefficiente di spinta passiva

Coulomb			Rankine		
$k_p =$	3.0366	(-)	$k_p =$	2.1410	(-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$		
$k_{ph} =$	2.9588	(-)	$k_{ph} =$	2.1410	(-)

5.4 VERIFICHE DI INFISSIONE

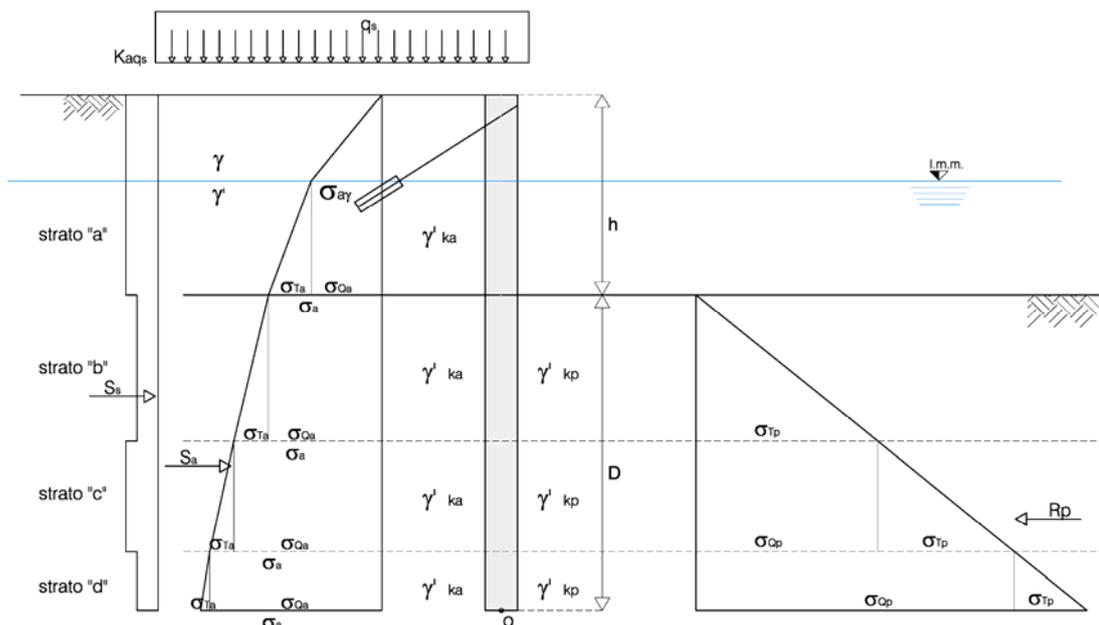
Nel presente paragrafo si riportano le verifiche effettuate per determinare la profondità di infissione della paratia e la forza del tirante, determinati come equilibrio globale alla rotazione dell'insieme terreno-paratia.

5.4.1 Metodo di calcolo

Il calcolo della profondità di infissione D per la paratia tirantata la cui parte fuori terra è alta H è avvenuto verificando l'equilibrio alla rotazione generale ed imponendo la verifica alla traslazione per determinare l'azione resistente che deve avere il tirante. La verifica è stata effettuata sia per la combinazione statica fondamentale che per la combinazione sismica confrontando il momento ribaltante M_d con il Momento stabilizzante (M_R). La profondità di infissione è stata poi ulteriormente incrementata almeno del 20% per determinare l'infissione totale di progetto.

Nella combinazione A2+M2+R2, sono state incrementate le forze agenti con i coefficienti parziali della colonna A2 e decrementate le resistenze del terreno secondo i coefficienti parziali della colonna M2.

Nella seguente figura si illustrano schematicamente le forze agenti sulla paratia, a cui si fa riferimento nelle successive tabelle. **L'infissione è stata determinata in modo da soddisfare le verifiche per stabilità generale al ribaltamento, controllando che il coefficiente di sicurezza R2 (M_s/M_d) risultasse sempre superiore o uguale ad 1.1, così come, per il controllo del coefficiente di sicurezza rispetto alla traslazione orizzontale (F_d/F_R), anch'esso risultato superiore al valore minimo di norma.**



Nelle tabelle che seguono le forze sono espresse in kN, le distanze in m, le pressioni in kN/m², ed i calcoli sono riferiti ad una fascia di 1 m di larghezza della paratia. A vantaggio di sicurezza non è stato considerato il sovraccarico di valle dovuto al peso del muro di banchina.

5.4.2 Fondali di 7 m (da progr. 250 a 385 m)

Per questi fondali **le verifiche previste dalla Normativa sono soddisfatte per una profondità di infissione minima pari a 4.8 m**, che viene incrementata di una lunghezza minima pari al 30%. Per il fondale considerato, la lunghezza di infissione di progetto sarà dunque uguale o superiore a 6.24 m.

DATI PARATIA					
Altezza sbalzo	H	8.3	Altri parametri		
Tirante idrico	h	7	1.3	Hc	Quota ciglio l.m.m.
Profondità di infissione	D	4.8	1.44	ΔD	Infissione Suppl.
Lunghezza totale paratia	L	13.1	6.24	Dtot	Prof. Tot. Infissione
Sovraccarico Variabile	qs	9	14.54	Ltot	Lunghezza totale
Tiro Bitta	T	0			
Sovraccarico permanente di valle	p	0			

INFISSIONE	h	Y	Y'	ka (M2)	kp (M2)	kas	kps
Strato a	8.3	18.5	8.5	0.45	2.57	0.52	2.04
Strato b	3	20.5	10.5	0.35	3.68	0.39	2.77
Strato c	1.8	21	11	0.43	2.67	0.48	2.17
Strato d	0	21	11	0.4	3	0.44	2.35

Combinazione A2+M2+R2:

	Sovracc. variabile	Sovracc. Valle	Pelo libero	Spinta attiva		Spinta passiva	
PRESSIONI	σ_{qa}	σ_{qp}	σ_{aY}	σ_a	σ_{Ta}	σ_{Qp}	σ_{Tp}
Strato a	4.05	0	10.8225	10.8225	26.775	0	0
Strato b	3.15	0	0	37.5975	11.025	0	115.92
Strato c	3.33	0	0	48.6225	8.514	115.92	76.23239
Strato d	3.6	0	0	57.1365	0	192.1524	23.36639

FORZA	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	33.615	0	7.034625	75.7575	93.7125	0	0
Strato b	9.45	0	0	112.7925	16.5375	0	173.88
Strato c	5.994	0	0	87.5205	7.6626	208.656	68.60915
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

YF*ψ	1.3	0	1.3	1	1	1	1
------	-----	---	-----	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	43.6995	0	9.145013	75.7575	93.7125	0	0
Strato b	12.285	0	0	112.7925	16.5375	0	173.88
Strato c	7.7922	0	0	87.5205	7.6626	208.656	68.60915
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	63.7767	0	9.145013	276.0705	117.9126	208.656	242.4892

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	8.95	0	12.23333	8.3	7.133333	0	0
Strato b	9.2	0	0	9.2	8.9	0	8.9
Strato c	0.9	0	0	0.9	0.6	0.9	0.6
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	391.1105	0	111.874	628.7873	668.4825	0	0
Strato b	113.022	0	0	1037.691	147.1838	0	1547.532
Strato c	7.01298	0	0	78.76845	4.59756	187.7904	41.16549
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	511.1455	0	111.874	1745.247	820.2638	187.7904	1588.697

Fr/Fd	1.39	Mr/Md	1.31612
--------------	------	--------------	---------

Combinazione sismica:

YF*ψ	0.6	0	1	1	1	1	1
------	-----	---	---	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	23.3064	0	8.1289	87.542	108.29	0	0
Strato b	6.318	0	0	130.338	18.4275	0	130.8825
Strato c	3.5964	0	0	100.3158	8.5536	157.059	59.69915
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	33.2208	0	8.1289	318.1958	135.2711	157.059	190.5817

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	8.95	0	12.23333	8.3	7.133333	0	0
Strato b	9.2	0	0	9.2	8.9	0	8.9
Strato c	0.9	0	0	0.9	0.6	0.9	0.6
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	208.5923	0	99.44354	726.5986	772.4687	0	0
Strato b	58.1256	0	0	1199.11	164.0048	0	1164.854
Strato c	3.23676	0	0	90.28422	5.13216	141.3531	35.81949
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	269.9546	0	99.44354	2015.992	941.6056	141.3531	1200.674

Fr/Fd	1.11	Mr/Md	1.130758
--------------	------	--------------	----------

REAZIONE TIRANTE	
Rt	200

L'equilibrio alla traslazione è verificato per un tiro di 200 KN

5.4.3 Fondali di 6.5 m (da progr. 200 a 250 m)

Per questi fondali **le verifiche previste dalla Normativa sono soddisfatte per una profondità di infissione minima pari a 4.6 m**, che viene incrementata di una lunghezza minima pari al 30%. Per il fondale considerato, la lunghezza di infissione di progetto sarà dunque uguale o superiore a 5.7 m.

DATI PARATIA					
Altezza sbalzo	H	7.8	Altri parametri		
Tirante idrico	h	6.5	1.3	Hc	Quota ciglio l.m.m.
Profondità di infissione	D	4.7	1.38	ΔD	Infissione Suppl.
Lunghezza totale paratia	L	12.4	5.64	Dtot	Prof. Tot. Infissione
Sovraccarico Variabile	qs	9	13.78	Ltot	Lunghezza totale
Tiro Bitta	T	0			
Sovraccarico permanente di valle	p	0			

INFISSIONE	h	Y	Y'	ka (M2)	kp (M2)	kas	kps
Strato a	7.8	18.5	8.5	0.45	2.57	0.52	2.04
Strato b	3	20.5	10.5	0.35	3.68	0.39	2.77
Strato c	1.6	21	11	0.43	2.67	0.48	2.17
Strato d	0	21	11	0.4	3	0.44	2.35

Combinazione A2+M2+R2:

	Sovracc. variabile	Sovracc. Valle	Pelo libero	Spinta attiva		Spinta passiva	
PRESSIONI	σ_{qa}	σ_{qp}	σ_{aY}	σ_a	σ_{Ta}	σ_{Qp}	σ_{Tp}
Strato a	4.05	0	10.8225	10.8225	24.8625	0	0
Strato b	3.15	0	0	35.685	11.025	0	115.92
Strato c	3.33	0	0	46.71	7.568	115.92	70.35839
Strato d	3.6	0	0	54.278	0	186.2784	23.36639

FORZA	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	31.59	0	7.034625	70.34625	80.80313	0	0
Strato b	9.45	0	0	107.055	16.5375	0	173.88
Strato c	5.328	0	0	74.736	6.0544	185.472	56.28671
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

YF*ψ	1.3	0	1.3	1	1	1	1
------	-----	---	-----	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	41.067	0	9.145013	70.34625	80.80313	0	0
Strato b	12.285	0	0	107.055	16.5375	0	173.88
Strato c	6.9264	0	0	74.736	6.0544	185.472	56.28671
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	60.2784	0	9.145013	252.1373	103.395	185.472	230.1667

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	8.5	0	11.53333	7.85	6.766667	0	0
Strato b	8.6	0	0	8.6	8.333333	0	8.333333
Strato c	0.8	0	0	0.8	0.533333	0.8	0.533333
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	349.0695	0	105.4725	552.2181	546.7678	0	0
Strato b	105.651	0	0	920.673	137.8125	0	1449
Strato c	5.54112	0	0	59.7888	3.229013	148.3776	30.01958
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	460.2616	0	105.4725	1532.68	687.8093	148.3776	1479.02

Fr/Fd	1.39	Mr/Md	1.30
--------------	------	--------------	------

Combinazione sismica:

YF*ψ	0.6	0	1	1	1	1	1
------	-----	---	---	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	21.9024	0	8.1289	81.289	93.3725	0	0
Strato b	6.318	0	0	123.708	18.4275	0	130.8825
Strato c	3.1968	0	0	85.6336	6.7584	139.608	49.24671
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	31.4172	0	8.1289	290.6306	118.5584	139.608	180.1292

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	8.5	0	11.53333	7.85	6.766667	0	0
Strato b	8.6	0	0	8.6	8.333333	0	8.333333
Strato c	0.8	0	0	0.8	0.533333	0.8	0.533333
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	186.1704	0	93.75331	638.1187	631.8206	0	0
Strato b	54.3348	0	0	1063.889	153.5625	0	1090.688
Strato c	2.55744	0	0	68.50688	3.60448	111.6864	26.26491
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	243.0626	0	93.75331	1770.514	788.9876	111.6864	1116.952

Fr/Fd	1.10	Mr/Md	1.113013
--------------	------	--------------	----------

REAZIONE TIRANTE	
Rt	175

L'equilibrio alla traslazione è verificato per un tiro di 175 KN

5.4.4 Fondali di 6 m (da progr. 125 a 200 m)

Per questi fondali **le verifiche previste dalla Normativa sono soddisfatte per una profondità di infissione minima pari a 4.5 m**, che viene incrementata di una lunghezza minima pari al 20%. Per il fondale considerato, la lunghezza di infissione di progetto sarà dunque uguale o superiore a 5.4 m.

DATI PARATIA					
Altezza sbalzo	H	7.3	Altri parametri		
Tirante idrico	h	6	1.3	Hc	Quota ciglio l.m.m.
Profondità di infissione	D	4.5	0.9	ΔD	Infissione Suppl.
Lunghezza totale paratia	L	11.8	5.4	Dtot	Prof. Tot. Infissione
Sovraccarico Variabile	qs	9	12.7	Ltot	Lunghezza totale
Tiro Bitta	T	0			
Sovraccarico permanente di valle	p	0			

INFISSIONE	h	Y	Y'	ka (M2)	kp (M2)	kas	kps
Strato a	7.3	18.5	8.5	0.45	2.57	0.52	2.04
Strato b	3	20.5	10.5	0.35	3.68	0.39	2.77
Strato c	1.5	21	11	0.43	2.67	0.48	2.17
Strato d	0	21	11	0.4	3	0.44	2.35

Combinazione A2+M2+R2:

	Sovracc. variabile	Sovracc. Valle	Pelo libero	Spinta attiva		Spinta passiva	
PRESSIONI	σ_{qa}	σ_{qp}	σ_{aY}	σ_a	σ_{Ta}	σ_{Qp}	σ_{Tp}
Strato a	4.05	0	10.8225	10.8225	22.95	0	0
Strato b	3.15	0	0	33.7725	11.025	0	115.92
Strato c	3.33	0	0	44.7975	7.095	115.92	67.42139
Strato d	3.6	0	0	51.8925	0	183.3414	23.36639

FORZA	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	29.565	0	7.034625	64.935	68.85	0	0
Strato b	9.45	0	0	101.3175	16.5375	0	173.88
Strato c	4.995	0	0	67.19625	5.32125	173.88	50.56604
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

YF*ψ	1.3	0	1.3	1	1	1	1
------	-----	---	-----	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	38.4345	0	9.145013	64.935	68.85	0	0
Strato b	12.285	0	0	101.3175	16.5375	0	173.88
Strato c	6.4935	0	0	67.19625	5.32125	173.88	50.56604
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	57.213	0	9.145013	233.4488	90.70875	173.88	224.446

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	8.15	0	10.93333	7.5	6.5	0	0
Strato b	8.05	0	0	8.05	7.8	0	7.8
Strato c	0.75	0	0	0.75	0.5	0.75	0.5
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	313.2412	0	99.98547	487.0125	447.525	0	0
Strato b	98.89425	0	0	815.6059	128.9925	0	1356.264
Strato c	4.870125	0	0	50.39719	2.660625	130.41	25.28302
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	417.0056	0	99.98547	1353.016	579.1781	130.41	1381.547

Fr/Fd	1.42	Mr/Md	1.300823
--------------	------	--------------	----------

Combinazione sismica:

YF*ψ	0.6	0	1	1	1	1	1
------	-----	---	---	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	20.4984	0	8.1289	75.036	79.56	0	0
Strato b	6.318	0	0	117.078	18.4275	0	130.8825
Strato c	2.997	0	0	76.9665	5.94	130.8825	44.37854
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	29.8134	0	8.1289	269.0805	103.9275	130.8825	175.261

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	8.15	0	10.93333	7.5	6.5	0	0
Strato b	8.05	0	0	8.05	7.8	0	7.8
Strato c	0.75	0	0	0.75	0.5	0.75	0.5
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	167.062	0	88.87597	562.77	517.14	0	0
Strato b	50.8599	0	0	942.4779	143.7345	0	1020.884
Strato c	2.24775	0	0	57.72488	2.97	98.16188	22.18927
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	220.1696	0	88.87597	1562.973	663.8445	98.16188	1043.073

Fr/Fd	1.12	Mr/Md	1.110168
--------------	------	--------------	----------

REAZIONE TIRANTE	
Rt	155

L'equilibrio alla traslazione è verificato per un tiro di 155 KN

5.4.5 Fondali di 5 m (da progr. 65 a 125 m)

Per questi fondali **le verifiche previste dalla Normativa sono soddisfatte per una profondità di infissione minima pari a 3.65 m**, che viene incrementata di una lunghezza minima pari al 20%. Per il fondale considerato, la lunghezza di infissione di progetto sarà dunque uguale o superiore a 4.4 m.

DATI PARATIA					
Altezza sbalzo	H	6.3	Altri parametri		
Tirante idrico	h	5	1.3	Hc	Quota ciglio l.m.m.
Profondità di infissione	D	3.65	0.73	ΔD	Infissione Suppl.
Lunghezza totale paratia	L	9.95	4.38	Dtot	Prof. Tot. Infissione
Sovraccarico Variabile	qs	9	10.68	Ltot	Lunghezza totale
Tiro Bitta	T	0			
Sovraccarico permanente di valle	p	0			

INFISSIONE	h	Y	Y'	ka (M2)	kp (M2)	kas	kps
Strato a	6.3	18.5	8.5	0.45	2.57	0.52	2.04
Strato b	3	20.5	10.5	0.35	3.68	0.39	2.77
Strato c	0.65	21	11	0.43	2.67	0.48	2.17
Strato d	0	21	11	0.4	3	0.44	2.35

Combinazione A2+M2+R2:

PRESSIONI	Sovracc. variabile	Sovracc. Valle	Pelo libero	Spinta attiva		Spinta passiva	
	σqa	σqp	σaY	σa	σTa	σQp	σTp
Strato a	4.05	0	10.8225	10.8225	19.125	0	0
Strato b	3.15	0	0	29.9475	11.025	0	115.92
Strato c	3.33	0	0	40.9725	3.0745	115.92	42.45689
Strato d	3.6	0	0	44.047	0	158.3769	23.36639

FORZA	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	25.515	0	7.034625	54.1125	47.8125	0	0
Strato b	9.45	0	0	89.8425	16.5375	0	173.88
Strato c	2.1645	0	0	26.63212	0.999212	75.348	13.79849
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

YF*ψ	1.3	0	1.3	1	1	1	1
------	-----	---	-----	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	33.1695	0	9.145013	54.1125	47.8125	0	0
Strato b	12.285	0	0	89.8425	16.5375	0	173.88
Strato c	2.81385	0	0	26.63212	0.999212	75.348	13.79849
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	48.26835	0	9.145013	170.5871	65.34921	75.348	187.6785

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	6.8	0	9.083333	6.15	5.316667	0	0
Strato b	6.625	0	0	6.625	6.516667	0	6.516667
Strato c	0.325	0	0	0.325	0.216667	0.325	0.216667
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	225.5526	0	83.0672	332.7919	254.2031	0	0
Strato b	81.38813	0	0	595.2066	107.7694	0	1133.118
Strato c	0.914501	0	0	8.655441	0.216496	24.4881	2.989673
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	307.8552	0	83.0672	936.6539	362.189	24.4881	1136.108

Fr/Fd	1.36	Mr/Md	1.401879
--------------	------	--------------	----------

Combinazione sismica:

YF*ψ	0.6	0	1	1	1	1	1
------	-----	---	---	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	17.6904	0	8.1289	62.53	55.25	0	0
Strato b	6.318	0	0	103.818	18.4275	0	130.8825
Strato c	1.2987	0	0	30.47915	1.1154	56.71575	12.63662
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	25.3071	0	8.1289	196.8272	74.7929	56.71575	143.5191

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	6.8	0	9.083333	6.15	5.316667	0	0
Strato b	6.625	0	0	6.625	6.516667	0	6.516667
Strato c	0.325	0	0	0.325	0.216667	0.325	0.216667
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	120.2947	0	73.83751	384.5595	293.7458	0	0
Strato b	41.85675	0	0	687.7943	120.0859	0	852.9176
Strato c	0.422077	0	0	9.905724	0.24167	18.43262	2.737933
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	162.5735	0	73.83751	1082.259	414.0734	18.43262	855.6556

Fr/Fd	1.10	Mr/Md	1.201758
--------------	------	--------------	----------

REAZIONE TIRANTE	
Rt	135

L'equilibrio alla traslazione è verificato per un tiro di 135 KN

5.4.6 Fondali di 4.5 m (da progr. 25 a 65 m)

Per questi fondali **le verifiche previste dalla Normativa sono soddisfatte per una profondità di infissione minima pari a 3.5 m**, che viene incrementata di una lunghezza minima pari al 20%. Per il fondale considerato, la lunghezza di infissione di progetto sarà dunque uguale o superiore a 4.2 m.

DATI PARATIA					
Altezza sbalzo	H	5.8	Altri parametri		
Tirante idrico	h	4.5	1.3	Hc	Quota ciglio l.m.m.
Profondità di infissione	D	3.5	0.7	ΔD	Infissione Suppl.
Lunghezza totale paratia	L	9.3	4.2	Dtot	Prof. Tot. Infissione
Sovraccarico Variabile	qs	9	10	Ltot	Lunghezza totale
Tiro Bitta	T	0			
Sovraccarico permanente di valle	p	0			

INFISSIONE	h	Y	Y'	ka (M2)	kp (M2)	kas	kps
Strato a	5.8	18.5	8.5	0.45	2.57	0.52	2.04
Strato b	3	20.5	10.5	0.35	3.68	0.39	2.77
Strato c	0.5	21	11	0.43	2.67	0.48	2.17
Strato d	0	21	11	0.4	3	0.44	2.35

Combinazione A2+M2+R2:

	Sovracc. variabile	Sovracc. Valle	Pelo libero	Spinta attiva		Spinta passiva	
PRESSIONI	σ_{qa}	σ_{qp}	σ_{aY}	σ_a	σ_{Ta}	σ_{Qp}	σ_{Tp}
Strato a	4.05	0	10.8225	10.8225	17.2125	0	0
Strato b	3.15	0	0	28.035	11.025	0	115.92
Strato c	3.33	0	0	39.06	2.365	115.92	38.05139
Strato d	3.6	0	0	41.425	0	153.9714	23.36639

FORZA	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	23.49	0	7.034625	48.70125	38.72813	0	0
Strato b	9.45	0	0	84.105	16.5375	0	173.88
Strato c	1.665	0	0	19.53	0.59125	57.96	9.512848
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

YF*ψ	1.3	0	1.3	1	1	1	1
------	-----	---	-----	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	30.537	0	9.145013	48.70125	38.72813	0	0
Strato b	12.285	0	0	84.105	16.5375	0	173.88
Strato c	2.1645	0	0	19.53	0.59125	57.96	9.512848
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	44.9865	0	9.145013	152.3363	55.85688	57.96	183.3928

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	6.4	0	8.433333	5.75	5	0	0
Strato b	6.05	0	0	6.05	5.966667	0	5.966667
Strato c	0.25	0	0	0.25	0.166667	0.25	0.166667
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	195.4368	0	77.12294	280.0322	193.6406	0	0
Strato b	74.32425	0	0	508.8353	98.67375	0	1037.484
Strato c	0.541125	0	0	4.8825	0.098542	14.49	1.585475
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	270.3022	0	77.12294	793.7499	292.4129	14.49	1039.069

Fr/Fd	1.38	Mr/Md	1.429671
--------------	------	--------------	----------

Combinazione sismica:

YF*ψ	0.6	0	1	1	1	1	1
------	-----	---	---	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	16.2864	0	8.1289	56.277	44.7525	0	0
Strato b	6.318	0	0	97.188	18.4275	0	130.8825
Strato c	0.999	0	0	22.3405	0.66	43.6275	8.825348
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	23.6034	0	8.1289	175.8055	63.84	43.6275	139.7078

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	6.4	0	8.433333	5.75	5	0	0
Strato b	6.05	0	0	6.05	5.966667	0	5.966667
Strato c	0.25	0	0	0.25	0.166667	0.25	0.166667
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	104.233	0	68.55372	323.5928	223.7625	0	0
Strato b	38.2239	0	0	587.9874	109.9508	0	780.9323
Strato c	0.24975	0	0	5.585125	0.11	10.90688	1.470891
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	142.7066	0	68.55372	917.1653	333.8233	10.90688	782.4031

Fr/Fd	1.12	Mr/Md	1.22367
--------------	------	--------------	---------

REAZIONE TIRANTE	
Rt	120

L'equilibrio alla traslazione è verificato per un tiro di 120 KN

5.4.7 Fondali di 4.0 m (da progr. 0 a 25 m)

Per questi fondali **le verifiche previste dalla Normativa sono soddisfatte per una profondità di infissione minima pari a 3 m**, che viene incrementata di una lunghezza minima pari al 20%. Per il fondale considerato, la lunghezza di infissione di progetto sarà dunque uguale o superiore a 3.6 m.

DATI PARATIA					
Altezza sbalzo	H	5.3	Altri parametri		
Tirante idrico	h	4	1.3	Hc	Quota ciglio l.m.m.
Profondità di infissione	D	3	0.6	ΔD	Infissione Suppl.
Lunghezza totale paratia	L	8.3	3.6	Dtot	Prof. Tot. Infissione
Sovraccarico Variabile	qs	9	8.9	Ltot	Lunghezza totale
Tiro Bitta	T	0			
Sovraccarico permanente di valle	p	0			

INFISSIONE	h	Y	Y'	ka (M2)	kp (M2)	kas	kps
Strato a	5.3	18.5	8.5	0.45	2.57	0.52	2.04
Strato b	3	20.5	10.5	0.35	3.68	0.39	2.77
Strato c	0	21	11	0.43	2.67	0.48	2.17
Strato d	0	21	11	0.4	3	0.44	2.35

Combinazione A2+M2+R2:

PRESSIONI	Sovracc. variabile	Sovracc. Valle	Pelo libero	Spinta attiva		Spinta passiva	
	σqa	σqp	σaY	σa	σTa	σQp	σTp
Strato a	4.05	0	10.8225	10.8225	15.3	0	0
Strato b	3.15	0	0	26.1225	11.025	0	115.92
Strato c	3.33	0	0	37.1475	0	115.92	23.36639
Strato d	3.6	0	0	37.1475	0	139.2864	23.36639

FORZA	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	21.465	0	7.034625	43.29	30.6	0	0
Strato b	9.45	0	0	78.3675	16.5375	0	173.88
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

YF*ψ	1.3	0	1.3	1	1	1	1
------	-----	---	-----	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	27.9045	0	9.145013	43.29	30.6	0	0
Strato b	12.285	0	0	78.3675	16.5375	0	173.88
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	40.1895	0	9.145013	121.6575	47.1375	0	173.88

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	5.65	0	7.433333	5	4.333333	0	0
Strato b	5.3	0	0	5.3	5.3	0	5.3
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	157.6604	0	67.97793	216.45	132.6	0	0
Strato b	65.1105	0	0	415.3478	87.64875	0	921.564
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	222.7709	0	67.97793	631.7978	220.2488	0	921.564

Fr/Fd	1.32	Mr/Md	1.541014
--------------	------	--------------	----------

Combinazione sismica:

YF*ψ	0.6	0	1	1	1	1	1
------	-----	---	---	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	14.8824	0	8.1289	50.024	35.36	0	0
Strato b	6.318	0	0	90.558	18.4275	0	130.8825
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	21.2004	0	8.1289	140.582	53.7875	0	130.8825

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	5.65	0	7.433333	5	4.333333	0	0
Strato b	5.3	0	0	5.3	5.3	0	5.3
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	84.08556	0	60.42482	250.12	153.2267	0	0
Strato b	33.4854	0	0	479.9574	97.66575	0	693.6773
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	117.571	0	60.42482	730.0774	250.8924	0	693.6773

Fr/Fd	1.10	Mr/Md	1.322884
--------------	------	--------------	----------

REAZIONE TIRANTE	
Rt	115

L'equilibrio alla traslazione è verificato per un tiro di 115 KN

5.4.8 Fondali di 4.0 m (Monumento al Marinaio, progr. da 25 a 210 m)

Per questi fondali **le verifiche previste dalla Normativa sono soddisfatte per una profondità di infissione minima pari a 2.6 m**, che viene incrementata di una lunghezza minima pari al 20%. Per il fondale considerato, la lunghezza di infissione di progetto sarà dunque uguale o superiore a 3.2 m.

DATI PARATIA					
Altezza sbalzo	H	4.6	Altri parametri		
Tirante idrico	h	4	0.6	Hc	Quota ciglio l.m.m.
Profondità di infissione	D	2.6	0.52	ΔD	Infissione Suppl.
Lunghezza totale paratia	L	7.2	3.12	Dtot	Prof. Tot. Infissione
Sovraccarico Variabile	qs	9	7.72	Ltot	Lunghezza totale
Tiro Bitta	T	0			
Sovraccarico permanente di valle	p	0			

INFISSIONE	h	Y	Y'	ka (M2)	kp (M2)	kas	kps
Strato a	4.6	18.5	8.5	0.45	2.57	0.52	2.04
Strato b	2.6	20.5	10.5	0.35	3.68	0.39	2.77
Strato c	0	21	11	0.43	2.67	0.48	2.17
Strato d	0	21	11	0.4	3	0.44	2.35

Combinazione A2+M2+R2:

PRESSIONI	Sovracc. variabile	Sovracc. Valle	Pelo libero	Spinta attiva		Spinta passiva	
	σ_{qa}	σ_{qp}	σ_{aY}	σ_a	σ_{Ta}	σ_{Qp}	σ_{Tp}
Strato a	4.05	0	4.995	4.995	15.3	0	0
Strato b	3.15	0	0	20.295	9.555	0	100.464
Strato c	3.33	0	0	29.85	0	100.464	23.36639
Strato d	3.6	0	0	29.85	0	123.8304	23.36639

FORZA	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	18.63	0	1.4985	19.98	30.6	0	0
Strato b	8.19	0	0	52.767	12.4215	0	130.6032
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

YF*ψ	1.3	0	1.3	1	1	1	1
------	-----	---	-----	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	24.219	0	1.94805	19.98	30.6	0	0
Strato b	10.647	0	0	52.767	12.4215	0	130.6032
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	34.866	0	1.94805	72.747	43.0215	0	130.6032

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	4.9	0	6.8	4.6	3.933333	0	0
Strato b	4.6	0	0	4.6	4.6	0	4.6
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	118.6731	0	13.24674	91.908	120.36	0	0
Strato b	48.9762	0	0	242.7282	57.1389	0	600.7747
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	167.6493	0	13.24674	334.6362	177.4989	0	600.7747

Fr/Fd	1.31	Mr/Md	1.493114
--------------	------	--------------	----------

Combinazione sismica:

YF*ψ	0.6	0	1	1	1	1	1
------	-----	---	---	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	12.9168	0	1.7316	23.088	35.36	0	0
Strato b	5.4756	0	0	60.9752	13.8411	0	98.3073
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	18.3924	0	1.7316	84.0632	49.2011	0	98.3073

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	4.9	0	6.8	4.6	3.933333	0	0
Strato b	4.6	0	0	4.6	4.6	0	4.6
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	63.29232	0	11.77488	106.2048	139.0827	0	0
Strato b	25.18776	0	0	280.4859	63.66906	0	452.2136
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	88.48008	0	11.77488	386.6907	202.7517	0	452.2136

Fr/Fd	1.10	Mr/Md	1.284931
--------------	------	--------------	----------

REAZIONE TIRANTE	
Rt	70

L'equilibrio alla traslazione è verificato per un tiro di 70 KN

5.4.9 Fondali di 3.0 m (Monumento al Marinaio, progr. da 0 a 25 m)

Per questi fondali **le verifiche previste dalla Normativa sono soddisfatte per una profondità di infissione minima pari a 2 m**, che viene incrementata di una lunghezza minima pari al 20%. Per il fondale considerato, la lunghezza di infissione di progetto sarà dunque uguale o superiore a 2.4 m.

DATI PARATIA					
Altezza sbalzo	H	3.6	Altri parametri		
Tirante idrico	h	3	0.6	Hc	Quota ciglio l.m.m.
Profondità di infissione	D	2	0.4	ΔD	Infissione Suppl.
Lunghezza totale paratia	L	5.6	2.4	Dtot	Prof. Tot. Infissione
Sovraccarico Variabile	qs	9	6	Ltot	Lunghezza totale
Tiro Bitta	T	0			
Sovraccarico permanente di valle	p	0			

INFISSIONE	h	Y	Y'	ka (M2)	kp (M2)	kas	kps
Strato a	3.6	18.5	8.5	0.45	2.57	0.52	2.04
Strato b	2	20.5	10.5	0.35	3.68	0.39	2.77
Strato c	0	21	11	0.43	2.67	0.48	2.17
Strato d	0	21	11	0.4	3	0.44	2.35

Combinazione A2+M2+R2:

PRESSIONI	Sovracc. variabile	Sovracc. Valle	Pelo libero	Spinta attiva		Spinta passiva	
	σqa	σqp	σaY	σa	σTa	σQp	σTp
Strato a	4.05	0	4.995	4.995	11.475	0	0
Strato b	3.15	0	0	16.47	7.35	0	77.28
Strato c	3.33	0	0	23.82	0	77.28	23.36639
Strato d	3.6	0	0	23.82	0	100.6464	23.36639

FORZA	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	14.58	0	1.4985	14.985	17.2125	0	0
Strato b	6.3	0	0	32.94	7.35	0	77.28
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

YF*ψ	1.3	0	1.3	1	1	1	1
------	-----	---	-----	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	18.954	0	1.94805	14.985	17.2125	0	0
Strato b	8.19	0	0	32.94	7.35	0	77.28
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	27.144	0	1.94805	47.925	24.5625	0	77.28

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	3.8	0	5.2	3.5	3	0	0
Strato b	3.6	0	0	3.6	3.6	0	3.6
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	72.0252	0	10.12986	52.4475	51.6375	0	0
Strato b	29.484	0	0	118.584	26.46	0	278.208
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	101.5092	0	10.12986	171.0315	78.0975	0	278.208

Fr/Fd	1.30	Mr/Md	1.472436
--------------	------	--------------	----------

Combinazione sismica:

YF*ψ	0.6	0	1	1	1	1	1
------	-----	---	---	---	---	---	---

FORZA NTC	Qqa	Qqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	10.1088	0	1.7316	17.316	19.89	0	0
Strato b	4.212	0	0	38.064	8.19	0	58.17
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	14.3208	0	1.7316	55.38	28.08	0	58.17

BRACCIO	Qqa	Tqp	TaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	3.8	0	5.2	3.5	3	0	0
Strato b	3.6	0	0	3.6	3.6	0	3.6
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTO	Qqa	Qqp	QaY	Qa	Ta	Qp	Tp
Strato a	38.41344	0	9.00432	60.606	59.67	0	0
Strato b	15.1632	0	0	137.0304	29.484	0	209.412
Strato c	0	0	0	0	0	0	0
Strato d	0	0	0	0	0	0	0
TOT	53.57664	0	9.00432	197.6364	89.154	0	209.412

Fr/Fd	1.14	Mr/Md	1.323554
--------------	------	--------------	----------

REAZIONE TIRANTE	
Rt	55

L'equilibrio alla traslazione è verificato per un tiro di 55 KN

5.5 VERIFICHE SUI TIRANTI

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche effettuate per determinare la lunghezza di fondazione dei tiranti e la sezione dei cavi in acciaio armonico.

5.5.1 Metodo di calcolo

Il calcolo della profondità di fondazione del tirante è avvenuta verificando che la resistenza allo sfilamento del tirante fosse pari o superiore al tiro di progetto allo stato limite ultimo determinato nelle precedenti verifiche. Si rammenta che il suddetto tiro è stato già ottenuto per incremento dei carichi agenti secondo i coefficienti A2. Le resistenze tangenziali di aderenza (assunte pari a 0.1 MPa per la media e 0.12 MPa per la massima, già basse per un tirante di tipo IRS) sono state ulteriormente decurtate di un coefficiente pari ad 1.4 per tenere conto della esigua numerosità dei dati geotecnici, mentre il coefficiente parziale del terreno (γ_s) è stato posto uguale a 1.3 (tipicamente adoperato per i pali trivellati). Le azioni di tiro ottenute nel precedente paragrafo dalle verifiche di stabilità generale sono state adottate per determinare la lunghezza di fondazione, fermo restando il suddetto coefficiente di sicurezza del terreno. La verifica a rottura del tirante è stata effettuata sulla base dei metodi di verifica proposti dalle norme AICAP e UNI EN 1537, attraverso il confronto dell'azione di progetto con la resistenza meccanica dei cavi. Si è optato per sezioni di cavi che permettessero ai tiranti di lavorare con tensioni di esercizio notevolmente inferiori a quelle ultime.

Le verifiche che seguono hanno dato esiti favorevoli per le lunghezze di fondazione minime adottate sia nei riguardi dello sfilamento che della rottura del cavo.

5.5.2 Fondali di 7 m (da progr. 250 a 385 m)

Il tiro di calcolo allo stato limite ultimo è 200 kN per ogni metro di paratia. Si adottano tiranti a 4 trefoli da 15 mm ad interasse 2 m. Pertanto l'azione per cui il tirante viene verificato è di 400 kN. **La lunghezza della fondazione per cui è verificato che la resistenza allo sfilamento fosse superiore all'azione di progetto è di 8.58 m.** Analogamente, **si è verificato che, ai fini della resistenza strutturale del tirante, l'azione agente è inferiore alla resistenza ultima, stimata secondo le formule delle Norme Uni 1537 ed Aicap, rispettivamente pari a 677 e 561 kN.**

TIRANTI DI ANCORAGGIO

LAVORO: Tirante di ancoraggio Pigonati Fondali 7 m

DATI DI INPUT:

Terreno: sabbie

Tirante tipo:

Diametro trefolo: $d_{tre} = 15.2$ (mm)

Numero trefoli: $n = 4$

Area singolo trefolo A_t : 140 (mm²)

Area complessiva dell'acciaio ($A = n \cdot A_t$): 560 (mm²)

Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4/\pi)^{0.5}$ $Deq = 26.70$ (mm)

Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk}) 1860 (Mpa)

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$) 1670 (Mpa)

Malta di iniezione Rck: 30 (Mpa)

Adesione malta-acciaio e malta-corrugato: $\tau_{cls} = 0.60$ (Mpa)

coefficienti parziali		Azioni		Terreno
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_s
		γ_G	γ_Q	
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.30
Tensioni ammissibili (permanenti)	○	1.00	1.00	2.50
Tensioni ammissibili (temporanei)	○	1.00	1.00	2.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ_3	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.00
ξ_4	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.00

N_G Azione permanente sul tirante: 0 kN

N_Q Azione variabile sul tirante: 400 kN

N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_g + N_Q \cdot \gamma_q$): 400 kN

Aderenza Malta -Terreno $L = Nt \cdot Fs / (Ds \cdot \pi \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione =	150	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =	1.5	
Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) =	225	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =	0.12	(Mpa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =	0.10	(Mpa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =	0.07	(Mpa)
$s_d = \text{Min}(s_{med}/\xi_3 \gamma_s ; s_{min}/\xi_4 \gamma_s)$		
L1 =	8.58	(m)

Aderenza Malta - Corrugato $L = Nt / (D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

D _{corr} Diametro del corrugato =	150	(mm)
L2 =	1.41	(m)

Aderenza Acciaio - Malta $L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina		
d = n* δ tre :	60.8	
γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi	$\gamma =$	2

Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1.3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1.7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2.5

δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione	$\delta =$	0.81
--	------------	------

Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0.8	0.6	0.5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$$L3 = 2.15 \quad (\text{m})$$

L lunghezza della fondazione (bulbo)

$$L = \max(L1, L2, L3) = 8.58 \quad (\text{m})$$

Verifica a trazione dell'armatura

$$N = N_G + N_Q = 400 \quad (\text{kN})$$

$$\text{UNI EN 1537} \quad N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t = 677.04 \quad (\text{kN})$$

$$\text{AICAP} \quad N \leq 0.6 \cdot f_{p(1)k} \cdot n \cdot A_t = 561.12 \quad (\text{kN})$$

5.5.3 Fondali di 6.5 m (da progr. 200 a 250 m)

Per questi fondali, il tiro di calcolo allo stato limite ultimo è 175 kN per ogni metro di paratia. Si adottano tiranti a 3 trefoli da 15 mm ad interasse 2 m. Pertanto l'azione per cui il tirante viene verificato è di 350 kN. **La lunghezza della fondazione per cui è verificato che la resistenza del tirante allo sfilamento sia superiore all'azione di progetto è di 7.51 m.** Analogamente, **si è verificato che, ai fini della resistenza strutturale del tirante, l'azione agente è inferiore alla resistenza ultima, stimata secondo le formule delle Norme Aicap e Uni 1537, rispettivamente pari a 508 e 420 kN.**

TIRANTI DI ANCORAGGIO

LAVORO: Tirante di ancoraggio Pigonati Fondali 6.5 m

DATI DI INPUT:

Terreno: sabbia

Tirante tipo:

Diametro trefolo: $d_{tre} = 15.2$ (mm)

Numero trefoli: $n = 3$

Area singolo trefolo A_t : 140 (mm²)

Area complessiva dell'acciaio ($A = n \cdot A_t$): 420 (mm²)

Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4/\pi)^{0.5}$ $Deq = 23.12$ (mm)

Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk}) 1860 (Mpa)

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$) 1670 (Mpa)

Malta di iniezione Rck: 30 (Mpa)

Adesione malta-acciaio e malta-corrugato: $\tau_{cls} = 0.60$ (Mpa)

coefficienti parziali		Azioni		Terreno
		permanenti	variabili	γ_s
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.30
Tensioni ammissibili (permanenti)	○	1.00	1.00	2.50
Tensioni ammissibili (temporanei)	○	1.00	1.00	2.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ_3	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.00
ξ_4	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.00

N_G Azione permanente sul tirante: 0 kN

N_Q Azione variabile sul tirante: 350 kN

N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_g + N_Q \cdot \gamma_q$): 350 kN

Aderenza Malta -Terreno $L = Nt \cdot Fs / (Ds \cdot \pi \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione =	150	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =	1.5	
Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) =	225	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =	0.12	(Mpa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =	0.10	(Mpa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =	0.07	(Mpa)
$s_d = \text{Min}(s_{med}/\xi_3 \gamma_s ; s_{min}/\xi_4 \gamma_s)$		
L1 =	7.51	(m)

Aderenza Malta - Corrugato $L = Nt / (D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

D _{corr} Diametro del corrugato =	150	(mm)
L2 =	1.24	(m)

Aderenza Acciaio - Malta $L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina

d = n*dtre : 45.6

γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi

$\gamma = 2$

Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1.3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1.7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2.5

δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione

$\delta = 0.81$

Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0.8	0.6	0.5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$$L3 = 2.51 \quad (\text{m})$$

L lunghezza della fondazione (bulbo)

$$L = \max(L1, L2, L3) = 7.51 \quad (\text{m})$$

Verifica a trazione dell'armatura

$$N = N_G + N_Q = 350 \quad (\text{kN})$$

$$\text{UNI EN 1537} \quad N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t = 507.78 \quad (\text{kN})$$

$$\text{AICAP} \quad N \leq 0.6 \cdot f_{p(1)k} \cdot n \cdot A_t = 420.84 \quad (\text{kN})$$

5.5.4 Fondali di 6 m (da progr. 125 a 200 m)

Per questi fondali, il tiro di calcolo allo stato limite ultimo è 155 kN per ogni metro di paratia. Si adottano tiranti a 3 trefoli da 15 mm ad interasse 2 m. Pertanto l'azione per cui il tirante viene verificato il tirante è di 310 kN. **La lunghezza della fondazione per cui è verificato che la resistenza del tirante allo sfilamento fosse superiore all'azione di progetto è di 6.65 m.** Analogamente, **si è verificato che, ai fini della resistenza strutturale del tirante, l'azione agente è inferiore alla resistenza ultima, stimata secondo le formule delle Norme Aicap e Uni 1537, rispettivamente pari a 508 e 420 kN.**

TIRANTI DI ANCORAGGIO

LAVORO: Tirante di ancoraggio Pigonati Fondali 6 m

DATI DI INPUT:

Terreno: **sabbia**

Tirante tipo:

Diametro trefolo: $d_{tre} = 15.2$ (mm)

Numero trefoli: $n = 3$

Area singolo trefolo A_t : **140** (mm²)

Area complessiva dell'acciaio ($A = n \cdot A_t$): **420** (mm²)

Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$ $Deq = 23.12$ (mm)

Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk}) **1860** (Mpa)

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$) **1670** (Mpa)

Malta di iniezione Rck: **30** (Mpa)

Adesione malta-acciaio e malta-corrugato: $\tau_{cls} = 0.60$ (Mpa)

coefficienti parziali		Azioni		Terreno
		permanenti	variabili	γ_s
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	
Stato limite ultimo	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.30
Tensioni ammissibili (permanenti)	<input type="radio"/>	1.00	1.00	2.50
Tensioni ammissibili (temporanei)	<input type="radio"/>	1.00	1.00	2.00
definiti dall'utente	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ_3	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.00
ξ_4	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.00

N_G Azione permanente sul tirante: **0** kN

N_Q Azione variabile sul tirante: **310** kN

N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$): **310** kN

Aderenza Malta -Terreno $L = Nt \cdot F_s / (Ds \cdot \pi \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione =	150	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =	1.5	
Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) =	225	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =	0.12	(Mpa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =	0.10	(Mpa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =	0.07	(Mpa)
$s_d = \text{Min}(s_{med}/\xi_3 \gamma_s ; s_{min}/\xi_4 \gamma_s)$		
L1 =	6.65	(m)

Aderenza Malta - Corrugato $L = Nt / (D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

D _{corr} Diametro del corrugato =	150	(mm)
L2 =	1.10	(m)

Aderenza Acciaio - Malta $L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina		
d = n* d_{tre} :	45.6	
γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi		
$\gamma =$	2	

Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1.3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1.7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2.5

δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione

$\delta = 0.81$

Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0.8	0.6	0.5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$$L3 = 2.23 \quad (\text{m})$$

L lunghezza della fondazione (bulbo)

$$L = \max(L1, L2, L3) = 6.65 \quad (\text{m})$$

Verifica a trazione dell'armatura

$$N = N_G + N_Q = 310 \quad (\text{kN})$$

$$\text{UNI EN 1537} \quad N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t = 507.78 \quad (\text{kN})$$

$$\text{AICAP} \quad N \leq 0.6 \cdot f_{p(1)k} \cdot n \cdot A_t = 420.84 \quad (\text{kN})$$

5.5.5 Fondali di 5 m (da progr. 65 a 125 m)

Per questi fondali, il tiro di calcolo allo stato limite ultimo è 135 kN per ogni metro di paratia. Si adottano tiranti a 3 trefoli da 15 mm ad interasse 2 m. Pertanto l'azione per cui il tirante viene verificato il tirante è di 270 kN. **La lunghezza della fondazione per cui è verificato che la resistenza del tirante allo sfilamento fosse superiore all'azione di progetto è di 5.80 m.** Analogamente, **si è verificato che, ai fini della resistenza strutturale del tirante, l'azione agente è inferiore alla resistenza ultima, stimata secondo le formule delle Norme Aicap e Uni 1537, rispettivamente pari a 508 e 420 kN.**

TIRANTI DI ANCORAGGIO

LAVORO: Tirante di ancoraggio Pigonati Fondali 5 m

DATI DI INPUT:

Terreno: **sabbia**

Tirante tipo:

Diametro trefolo: $d_{tre} = 15.2$ (mm)

Numero trefoli: $n = 3$

Area singolo trefolo A_t : **140** (mm²)

Area complessiva dell'acciaio ($A = n \cdot A_t$): **420** (mm²)

Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$ $Deq = 23.12$ (mm)

Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk}) **1860** (Mpa)

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$) **1670** (Mpa)

Malta di iniezione Rck: **30** (Mpa)

Adesione malta-acciaio e malta-corrugato: $\tau_{cls} = 0.60$ (Mpa)

coefficienti parziali		Azioni		Terreno
		permanenti	variabili	
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_s
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.30
Tensioni ammissibili (permanenti)	○	1.00	1.00	2.50
Tensioni ammissibili (temporanei)	○	1.00	1.00	2.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ_3	●	○	○	○	○	○	○	○	○
	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.00
ξ_4	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.00

N_G Azione permanente sul tirante: **0** kN

N_Q Azione variabile sul tirante: **270** kN

N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$): **270** kN

Aderenza Malta -Terreno $L = Nt \cdot Fs / (Ds \cdot \pi \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione = 150 (mm)
 α (-) Coeff. moltiplicativo = 1.5
 Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) = 225 (mm)
 s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno = 0.12 (Mpa)
 s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno = 0.10 (Mpa)
 s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno = 0.07 (Mpa)
 $s_d = \text{Min}(s_{med} / \xi_3 \gamma_s ; s_{min} / \xi_4 \gamma_s)$
 L1 = 5.79 (m)

Aderenza Malta - Corrugato $L = Nt / (D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

D_{corr} Diametro del corrugato = 150 (mm)
 L2 = 0.95 (m)

Aderenza Acciaio - Malta $L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina
 $d = n \cdot d_{tre}$: 45.6
 γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi
 $\gamma = 2$

Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1.3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
filii lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
filii lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1.7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2.5

δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione
 $\delta = 0.81$

Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0.8	0.6	0.5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$$L3 = 1.94 \quad (\text{m})$$

L lunghezza della fondazione (bulbo)

$$L = \max(L1, L2, L3) = 5.79 \quad (\text{m})$$

Verifica a trazione dell'armatura

$$N = N_G + N_Q = 270 \quad (\text{kN})$$

$$\text{UNI EN 1537} \quad N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t = 507.78 \quad (\text{kN})$$

$$\text{AICAP} \quad N \leq 0.6 \cdot f_{p(1)k} \cdot n \cdot A_t = 420.84 \quad (\text{kN})$$

5.5.6 Fondali di 4.5 m (da progr. 25 a 65 m)

Per questi fondali, il tiro di calcolo allo stato limite ultimo è 120 kN per ogni metro di paratia. Si adottano tiranti a 3 trefoli da 15 mm ad interasse 2 m. Pertanto l'azione per cui il tirante viene verificato è di 240 kN. **La lunghezza della fondazione per cui è verificato che la resistenza del tirante allo sfilamento fosse superiore all'azione di progetto è di 5.15 m.** Analogamente, **si è verificato che, ai fini della resistenza strutturale del tirante, l'azione agente è inferiore alla resistenza ultima, stimata secondo le formule delle Norme Aicap e Uni 1537, rispettivamente pari a 508 e 420 kN.**

TIRANTI DI ANCORAGGIO

LAVORO: Tirante di ancoraggio Pigonati Fondali 4.5 m

DATI DI INPUT:

Terreno: **sabbia**

Tirante tipo:

Diametro trefolo: $d_{tre} = 15.2$ (mm)

Numero trefoli: $n = 3$

Area singolo trefolo A_t : **140** (mm²)

Area complessiva dell'acciaio ($A = n \cdot A_t$): **420** (mm²)

Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$ $Deq = 23.12$ (mm)

Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk}) **1860** (Mpa)

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$) **1670** (Mpa)

Malta di iniezione Rck: **30** (Mpa)

Adesione malta-acciaio e malta-corrugato: $\tau_{cls} = 0.60$ (Mpa)

coefficienti parziali		Azioni		Terreno
		permanenti	variabili	γ_s
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	
Stato limite ultimo	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.30
Tensioni ammissibili (permanenti)	<input type="radio"/>	1.00	1.00	2.50
Tensioni ammissibili (temporanei)	<input type="radio"/>	1.00	1.00	2.00
definiti dall'utente	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.30

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	T.A.	ut					
ξ_3	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.00
ξ_4	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.00

N_G Azione permanente sul tirante: **0** kN

N_Q Azione variabile sul tirante: **240** kN

N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$): **240** kN

Aderenza Malta -Terreno $L = Nt \cdot Fs / (Ds \cdot \pi \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione =	150	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =	1.5	
Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) =	225	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =	0.12	(Mpa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =	0.10	(Mpa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =	0.07	(Mpa)
$s_d = \text{Min}(s_{med}/\xi_3 \gamma_s ; s_{min}/\xi_4 \gamma_s)$		
L1 =	5.15	(m)

Aderenza Malta - Corrugato $L = Nt / (D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

D _{corr} Diametro del corrugato =	150	(mm)
L2 =	0.85	(m)

Aderenza Acciaio - Malta $L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina		
d = n*dtre :	45.6	
γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi		
$\gamma =$	2	

Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1.3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1.7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2.5

δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione	$\delta =$	0.81
--	------------	------

Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0.8	0.6	0.5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$$L3 = 1.72 \quad (\text{m})$$

L lunghezza della fondazione (bulbo)

$$L = \max(L1, L2, L3) = 5.15 \quad (\text{m})$$

Verifica a trazione dell'armatura

$$N = N_G + N_Q = 240 \quad (\text{kN})$$

$$\text{UNI EN 1537} \quad N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t = 507.78 \quad (\text{kN})$$

$$\text{AICAP} \quad N \leq 0.6 \cdot f_{p(1)k} \cdot n \cdot A_t = 420.84 \quad (\text{kN})$$

5.5.7 Fondali di 4.0 m (da progr. 0 a 25 m)

Per questi fondali, il tiro di calcolo allo stato limite ultimo è 115 kN per ogni metro di paratia. Si adottano tiranti a 3 trefoli da 15 mm ad interasse 2 m. Pertanto l'azione per cui il tirante viene verificato è di 230 kN. **La lunghezza della fondazione per cui è verificato che la resistenza del tirante allo sfilamento fosse superiore all'azione di progetto è di 4.93 m.** Analogamente, **si è verificato che, ai fini della resistenza strutturale del tirante, l'azione agente è inferiore alla resistenza ultima, stimata secondo le formule delle Norme Aicap e Uni 1537, rispettivamente pari a 508 e 420 kN.**

TIRANTI DI ANCORAGGIO

LAVORO: Tirante di ancoraggio Pigonati Fondali 4 m

DATI DI INPUT:

Terreno: **sabbia**

Tirante tipo:

Diametro trefolo: $d_{tre} = 15.2$ (mm)

Numero trefoli: $n = 3$

Area singolo trefolo A_t : **140** (mm²)

Area complessiva dell'acciaio ($A = n \cdot A_t$): **420** (mm²)

Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$ $Deq = 23.12$ (mm)

Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk}) **1860** (Mpa)

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$) **1670** (Mpa)

Malta di iniezione Rck: **30** (Mpa)

Adesione malta-acciaio e malta-corrugato: $\tau_{cls} = 0.60$ (Mpa)

coefficienti parziali		Azioni		Terreno
		permanenti	variabili	
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_s
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.30
Tensioni ammissibili (permanenti)	○	1.00	1.00	2.50
Tensioni ammissibili (temporanei)	○	1.00	1.00	2.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ_3	●	○	○	○	○	○	○	○	○
	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.00
ξ_4	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.00

N_G Azione permanente sul tirante: **0** kN

N_Q Azione variabile sul tirante: **230** kN

N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$): **230** kN

Aderenza Malta -Terreno $L = Nt \cdot Fs / (Ds \cdot \pi \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione = 150 (mm)

α (-) Coeff. moltiplicativo = 1.5

Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) = 225 (mm)

s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno = 0.12 (Mpa)

s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno = 0.10 (Mpa)

s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno = 0.07 (Mpa)

$s_d = \text{Min}(s_{med}/\xi_3 \gamma_s ; s_{min}/\xi_4 \gamma_s)$

L1 = 4.93 (m)

Aderenza Malta - Corrugato $L = Nt / (D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

D_{corr} Diametro del corrugato = 150 (mm)

L2 = 0.81 (m)

Aderenza Acciaio - Malta $L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina

$d = n \cdot d_{tre}$: 45.6

γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi

$\gamma = 2$

Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1.3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1.7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2.5

δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione

$\delta = 0.81$

Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0.8	0.6	0.5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$$L3 = 1.65 \quad (\text{m})$$

L lunghezza della fondazione (bulbo)

$$L = \max(L1, L2, L3) = 4.93 \quad (\text{m})$$

Verifica a trazione dell'armatura

$$N = N_G + N_Q = 230 \quad (\text{kN})$$

$$\text{UNI EN 1537} \quad N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t = 507.78 \quad (\text{kN})$$

$$\text{AICAP} \quad N \leq 0.6 \cdot f_{p(1)k} \cdot n \cdot A_t = 420.84 \quad (\text{kN})$$

5.5.8 Fondali di 4.0 m (Monumento al Marinaio, da progr. 25 a 210 m)

Per questi fondali, il tiro di calcolo allo stato limite ultimo è 70 kN per ogni metro di paratia. Si adottano tiranti a 3 trefoli da 15 mm ad interasse 2 m. Pertanto l'azione per cui il tirante viene verificato è di 140 kN. **La lunghezza della fondazione per cui è verificato che la resistenza del tirante allo sfilamento fosse superiore all'azione di progetto è di 3 m.** Analogamente, **si è verificato che, ai fini della resistenza strutturale del tirante, l'azione agente è inferiore alla resistenza ultima, stimata secondo le formule delle Norme Aicap e Uni 1537, rispettivamente pari a 508 e 420 kN.**

TIRANTI DI ANCORAGGIO

LAVORO: Tirante di ancoraggio Marinaio Fondali 4 m

DATI DI INPUT:

Terreno: **sabbia**

Tirante tipo:

Diametro trefolo: $d_{tre} = 15.2$ (mm)

Numero trefoli: $n = 3$

Area singolo trefolo A_t : **140** (mm²)

Area complessiva dell'acciaio ($A = n \cdot A_t$): **420** (mm²)

Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$ $Deq = 23.12$ (mm)

Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk}) **1860** (Mpa)

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$) **1670** (Mpa)

Malta di iniezione Rck: **30** (Mpa)

Adesione malta-acciaio e malta-corrugato: $\tau_{cls} = 0.60$ (Mpa)

coefficienti parziali		Azioni		Terreno
		permanenti	variabili	
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_s
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.30
Tensioni ammissibili (permanenti)	○	1.00	1.00	2.50
Tensioni ammissibili (temporanei)	○	1.00	1.00	2.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ_3	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.00
ξ_4	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.00

N_G Azione permanente sul tirante: **0** kN

N_Q Azione variabile sul tirante: **140** kN

N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_n + N_Q \cdot \gamma_n$): **140** kN

Aderenza Malta -Terreno $L = Nt \cdot Fs / (Ds \cdot \pi \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione = **150** (mm)

α (-) Coeff. moltiplicativo = **1.5**

Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) = **225** (mm)

s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno = **0.12** (Mpa)

s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno = **0.10** (Mpa)

s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno = **0.07** (Mpa)

$s_d = \text{Min}(s_{med}/\xi_3 \gamma_s ; s_{min}/\xi_4 \gamma_s)$

L1 = **3.00** (m)

Aderenza Malta - Corrugato $L = Nt / (D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

D_{corr} Diametro del corrugato = **150** (mm)

L2 = **0.50** (m)

Aderenza Acciaio - Malta $L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina

d = n* δ tre : **45.6**

γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi

$\gamma =$ **2**

Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1.3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1.7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2.5

δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione

$\delta =$ **0.81**

Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0.8	0.6	0.5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$$L3 = 1.01 \quad (\text{m})$$

L lunghezza della fondazione (bulbo)

$$L = \max(L1, L2, L3) = 3.00 \quad (\text{m})$$

Verifica a trazione dell'armatura

$$N = N_G + N_Q = 140 \quad (\text{kN})$$

$$\text{UNI EN 1537} \quad N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t = 507.78 \quad (\text{kN})$$

$$\text{AICAP} \quad N \leq 0.6 \cdot f_{p(1)k} \cdot n \cdot A_t = 420.84 \quad (\text{kN})$$

5.5.9 Fondali di 3.0 m (Monumento al Marinaio, da progr. 0 a 25 m)

Per questi fondali, il tiro di calcolo allo stato limite ultimo è 55 kN per ogni metro di paratia. Si adottano tiranti a 3 trefoli da 15 mm ad interasse 2 m. Pertanto l'azione per cui il tirante viene verificato è di 110 kN. **La lunghezza della fondazione per cui è verificato che la resistenza del tirante allo sfilamento fosse superiore all'azione di progetto è di 2.40 m.** Analogamente, **si è verificato che, ai fini della resistenza strutturale del tirante, l'azione agente è inferiore alla resistenza ultima, stimata secondo le formule delle Norme Aicap e Uni 1537, rispettivamente pari a 508 e 420 kN.**

TIRANTI DI ANCORAGGIO

LAVORO: Tirante di ancoraggio Marinaio Fondali 3.5 m

DATI DI INPUT:

Terreno: **sabbia**

Tirante tipo:

Diametro trefolo: $d_{tre} = 15.2$ (mm)

Numero trefoli: $n = 3$

Area singolo trefolo A_t : **140** (mm²)

Area complessiva dell'acciaio ($A = n \cdot A_t$): **420** (mm²)

Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$ $Deq = 23.12$ (mm)

Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk}) **1860** (Mpa)

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$) **1670** (Mpa)

Malta di iniezione Rck: **30** (Mpa)

Adesione malta-acciaio e malta-corrugato: $\tau_{cls} = 0.60$ (Mpa)

coefficienti parziali		Azioni		Terreno
		permanenti	variabili	
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_s
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.30
Tensioni ammissibili (permanenti)	○	1.00	1.00	2.50
Tensioni ammissibili (temporanei)	○	1.00	1.00	2.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ_3	●	○	○	○	○	○	○	○	○
	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.00
ξ_4	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.00

N_G Azione permanente sul tirante: **0** kN

N_Q Azione variabile sul tirante: **110** kN

N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_g + N_Q \cdot \gamma_q$): **110** kN

Aderenza Malta -Terreno $L = Nt \cdot Fs / (Ds \cdot \pi \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione = **150** (mm)

α (-) Coeff. moltiplicativo = **1.5**

Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) = **225** (mm)

s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno = **0.12** (Mpa)

s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno = **0.10** (Mpa)

s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno = **0.07** (Mpa)

$s_d = \text{Min}(s_{med}/\xi_3 \gamma_s ; s_{min}/\xi_4 \gamma_s)$

L1 = **2.36** (m)

Aderenza Malta - Corrugato $L = Nt / (D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

Dcorr Diametro del corrugato = **150** (mm)

L2 = **0.39** (m)

Aderenza Acciaio - Malta $L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina

$d = n \cdot d_{tre}$: **45.6**

γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi

$\gamma =$ **2**

Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1.3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1.7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2.5

δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione

$\delta =$ **0.81**

Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0.8	0.6	0.5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$$L3 = 0.79 \quad (\text{m})$$

L lunghezza della fondazione (bulbo)

$$L = \max(L1, L2, L3) = 2.36 \quad (\text{m})$$

Verifica a trazione dell'armatura

$$N = N_G + N_Q = 110 \quad (\text{kN})$$

$$\text{UNI EN 1537} \quad N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t = 507.78 \quad (\text{kN})$$

$$\text{AICAP} \quad N \leq 0.6 \cdot f_{p(1)k} \cdot n \cdot A_t = 420.84 \quad (\text{kN})$$

5.6 VERIFICHE SUI PALI

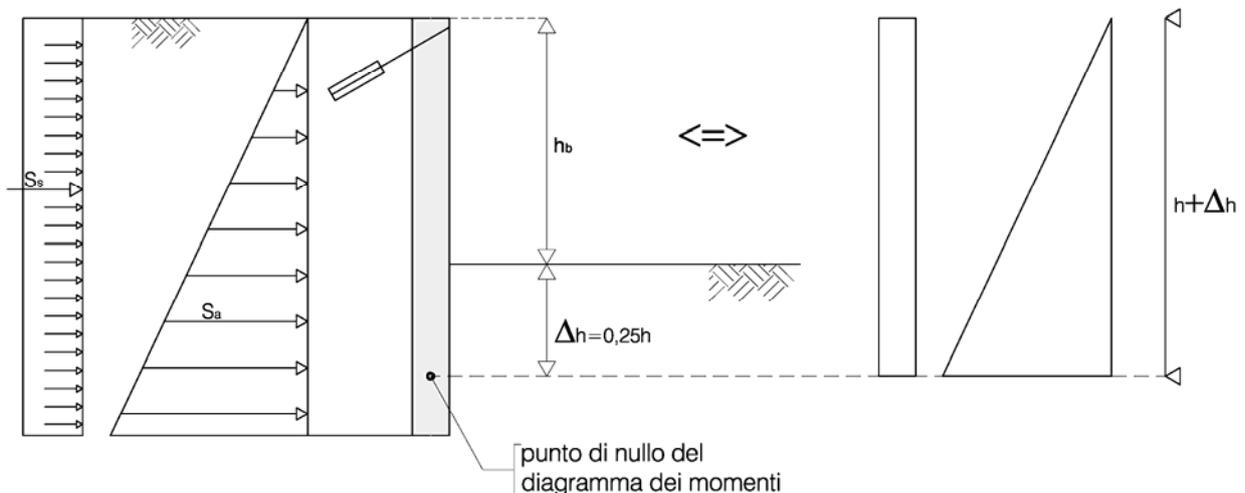
Nel presente paragrafo si riportano le verifiche strutturali effettuate per il dimensionamento dei pali e dei tiranti della paratia.

5.6.1 Metodo di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni sulla paratia è avvenuto per le diverse profondità h_w di fondale antistante la banchina. La lunghezza fuori terra della paratia è $h_b = h_w + a$, essendo a l'altezza della banchina al di sopra del pelo libero.

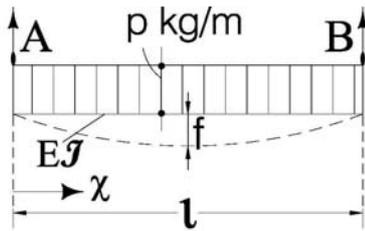
Secondo il metodo della trave equivalente di Blum, la profondità del punto di nullo del momento flettente di una paratia tirantata si trova ad una profondità pari a $\Delta h = 0.25 H$ per angoli d'attrito di 15° e $\Delta h = 0.15 h$ per angoli d'attrito di 25° . Le sollecitazioni della paratia sono state calcolate ipotizzando la paratia come una trave appoggiata-appoggiata di luce $H = h_b + \Delta h$. Cautelativamente è stato assunto $\Delta h = 0,25 h_b$. Pertanto, la trave equivalente di lunghezza H , è stata caricata con gli stessi diagrammi di carico dovuti alla spinta attiva.

Le verifiche sono state effettuate sia per la combinazione fondamentale statica che per la combinazione sismica.



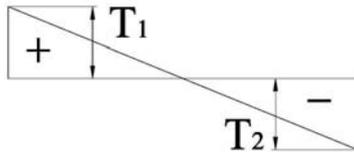
La determinazione dello stato tensionale è stato pertanto determinato sulla base delle ben note equazioni della linea elastica riportate nel seguito.

Le sollecitazioni sono state valutate per una fascia di paratia larga un metro. Le sollecitazioni di progetto ottenute con il metodo di calcolo precedentemente esposto sono state confrontate con la resistenza della sezione, tenendo conto che l'interasse tra i pali è di 0.5 m, e verificando che lo stato tensionale peggiore, a momento puro, in assenza di sforzo normale, fosse contenuto all'interno del dominio di rottura della sezione ipotizzata.

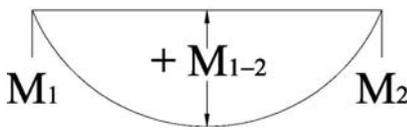


$$T_1 = A = pl/2$$

$$T_2 = -B = -pl/2$$



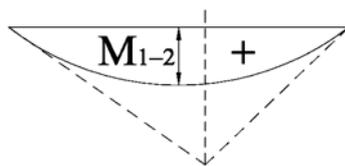
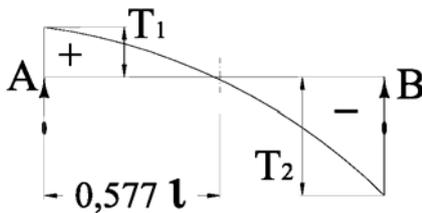
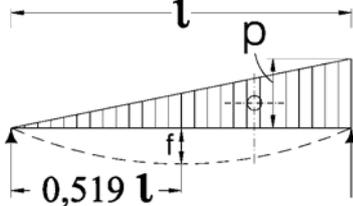
$$M_{1-2} = +pl^2/8$$



$$A = pl/6 = T_1$$

$$B = pl/3 = -T_2$$

$$M_{1-2} = +0,06415 pl^2$$



La verifica che lo stato tensionale allo Stato Limite Ultimo fosse contenuto all'interno del dominio di rottura della sezione è risultata positiva per tutti i pali considerati, per ogni tratto di banchina, fermo restando che le armature sono state differenziate, al variare della profondità dei fondali, per ottemperare all'impegno richiesto per la sezione. Il taglio resistente totale per una sezione circolare armata è stato valutato con riferimento al modello proposto nel Bollettino CEB n. 137, allegato 5 secondo cui la sezione circolare di diametro D può essere trattata come una sezione rettangolare equivalente, di base equivalente $b_e = 0.9 D$, ed altezza utile equivalente $d_e = 0.45 D + 0.64 (d - D/2)$, dove: "D" è il diametro e "d" è l'altezza utile. Per sezioni circolari di 40 cm, il taglio resistente così valutato, con riferimento al par. 4.1.3.2.1.3.2 delle NTC, risulta pari a 254 kN per staffe $\Phi 10/10$, 210 kN per staffe $\Phi 8/10$, 176 kN per staffe $\Phi 6/10$.

5.6.2 Fondali di 7 m (progr. da 250 a 385)

Combinazione statica fondamentale:

VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO PER LA PARATIA E SUL TIRANTE		
Dati paratia	Simbolo	Valore
Altezza dal fondale [m]	H	10.4
Quota Ciglio rispetto a L.m. [m]	h	9.1
Peso di volume terreno [kN/m ³]	Y	18.5
Peso di volume in acqua [kN/m ³]	Y'	8.5
Coefficiente di spinta attiva	ka	0.39
Pali/m	b	2
Forze Agenti		
Sovraccarico Variabile [kN/m ²]	qs	9
Spinte		
Spinta attiva alla base della paratia [kN/m ²]	σ _a	39.546
Spinta del sovraccarico alla base paratia [kN/m ²]	σ _s	3.51

Coefficienti NTC		Azioni		
YF	ψ	Tipo	σ _d	
1.3	1	Perm	51.4098	σ _a
1.5	1	Var	5.265	σ _s

Momento massimo agente sul palo	Permanenti	Temporanee	Tot
M _{max} (KNm)	170.706858	35.5914	206.2983
T _{max} (kN)	89.11032	13.689	136.3769

Combinazione sismica fondamentale:

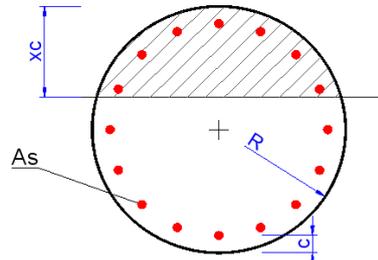
VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO PER LA PARATIA		
Dati paratia	Simbolo	Valore
Altezza dal fondale [m]	H	10.4
Quota Ciglio rispetto a L.m. [m]	h	9.1
Peso di volume terreno [kN/m ³]	Y	18.5
Peso di volume in acqua [kN/m ³]	Y'	8.5
Coefficiente di spinta attiva	ka	0.52
Pali/m	b	2
Forze Agenti		
Sovraccarico Variabile [kN/m ²]	qs	9
Spinte		
Spinta attiva alla base della paratia [kN/m ²]	σ _a	52.728
Spinta del sovraccarico alla base paratia [kN/m ²]	σ _s	4.68

Coefficienti NTC		Azioni		
YF	ψ	Tipo	σ _d	
1	1	Perm	52.728	σ _a
1	0.6	Var	2.808	σ _s

Momento massimo agente sul palo	Permanenti	Temporanee	Tot
M _{max} (KNm)	175.083957	18.98208	194.066
T _{max} (kN)	91.3952	7.3008	98.696

Il palo per fondali a 7 m risulta soggetto ad un momento massimo agente pari a 207 kNm ed un taglio di 140 kN. **Per le armature adottate (long. 15Φ14 e staffe Φ 10/10) e la sezione**

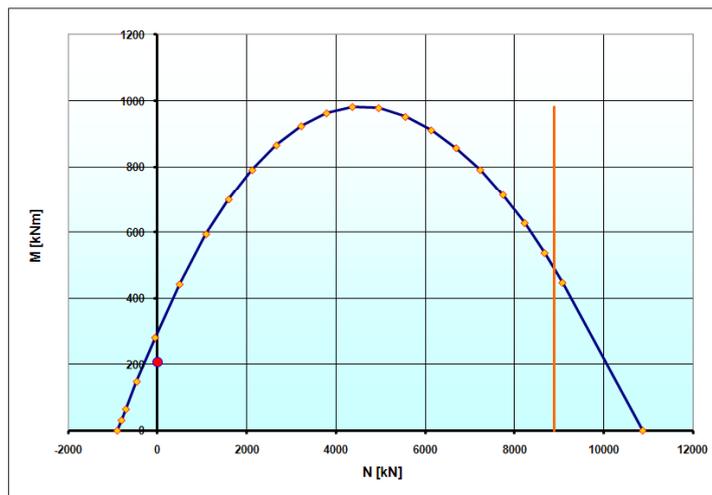
circolare di diametro pari a 40 cm, le verifiche strutturali sono soddisfatte in quanto lo stato di sollecitazione è interno al dominio di resistenza della sezione.



Geometria della sezione		
		[cm]
Raggio	R	40

Armatura As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
15	14	23.09	5
0	36	0.00	0
0	20	0.00	0
23.09			

Materiali									
	γ_c	α	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcid [Mpa]	α_{fcid} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{c2}
C35/45	1.9277	0.85	45	35	23.3	19.8	0.8	0.200%	0.350%
	γ_s	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}
B450C	1.00	1.15	200000	450	391.3	0.196%	1.000%	1	1.000%



Sollecitazioni	
N [kN]	M [kNm]
0	207

Nmax
8882.6 [kN]

Risultati				
xc [cm]	ϵ_c	ϵ_s	N [kN]	M [kNm]
-inf	-1.00%	-1.00%	-903.5	0.0
0	0.00%	-1.00%	-809.2	31.0
4.00	0.06%	-1.00%	-710.3	64.6
8.00	0.12%	-1.00%	-466.3	148.1
12.00	0.19%	-1.00%	-54.4	281.1
16.00	0.27%	-1.00%	494.9	442.5
20.00	0.35%	-0.96%	1090.7	594.3
24.00	0.35%	-0.74%	1597.1	699.5
28.00	0.35%	-0.59%	2123.1	790.6
32.00	0.35%	-0.47%	2665.7	866.0
36.00	0.35%	-0.38%	3221.9	923.9
40.00	0.35%	-0.31%	3789.4	963.2
44.00	0.35%	-0.25%	4366.4	982.3
48.00	0.35%	-0.20%	4955.9	978.9
52.00	0.35%	-0.15%	5555.5	952.1
56.00	0.35%	-0.12%	6136.1	911.5
60.00	0.35%	-0.09%	6696.5	857.5
64.00	0.35%	-0.06%	7234.6	791.1
68.00	0.35%	-0.04%	7747.3	713.8
72.00	0.35%	-0.01%	8230.1	628.0
76.00	0.35%	0.00%	8676.9	537.1
80.00	0.35%	0.02%	9076.1	447.4
+inf	0.35%	0.35%	10877.4	0.0

5.6.3 Fondali di 6.5 m (progr. da 200 a 250 m)

Combinazione statica fondamentale:

VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO PER LA PARATIA		
Dati paratia	Simbolo	Valore
Altezza dal fondale [m]	H	10
Quota Ciglio rispetto a L.m. [m]	h	8.7
Peso di volume terreno [kN/m ³]	Y	18.5
Peso di volume in acqua [kN/m ³]	Y'	8.5
Coefficiente di spinta attiva	ka	0.39
Pali/m	b	2
Forze Agenti		
Sovraccarico Variabile [kN/m ²]	qs	9
Spinte		
Spinta attiva alla base della paratia [kN/m ²]	σ _a	38.22
Spinta del sovraccarico alla base paratia [kN/m ²]	σ _s	3.51

Coefficienti NTC		Azioni		
YF	ψ	Tipo	σ _d	
1.3	1	Perm	49.686	σ _a
1.5	1	Var	5.265	σ _s

Momento massimo agente sul palo	Permanenti	Temporanee	Tot
Mmax (KNm)	152.53602	32.90625	185.4423
Tmax (kN)	82.81	13.1625	127.3968

Combinazione sismica:

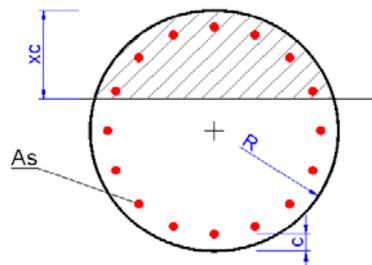
VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO PER LA PARATIA		
Dati paratia	Simbolo	Valore
Altezza dal fondale [m]	H	10
Quota Ciglio rispetto a L.m. [m]	h	8.7
Peso di volume terreno [kN/m ³]	Y	18.5
Peso di volume in acqua [kN/m ³]	Y'	8.5
Coefficiente di spinta attiva	ka	0.52
Pali/m	b	2
Forze Agenti		
Sovraccarico Variabile [kN/m ²]	qs	9
Spinte		
Spinta attiva alla base della paratia [kN/m ²]	σ _a	50.96
Spinta del sovraccarico alla base paratia [kN/m ²]	σ _s	4.68

Coefficienti NTC		Azioni		
YF	ψ	Tipo	σ _d	
1	1	Perm	50.96	σ _a
1	0.6	Var	2.808	σ _s

Momento massimo agente sul palo	Permanenti	Temporanee	Tot
Mmax (KNm)	156.4472	17.55	173.9972
Tmax (kN)	84.9333333	7.02	91.95333

Il palo per fondali a 6.5 m risulta soggetto ad un momento massimo agente pari a 185 kNm ed un taglio di 127 kN. **Per le armature adottate (long. 12Φ14 e staffe Φ 10/10) e la sezione**

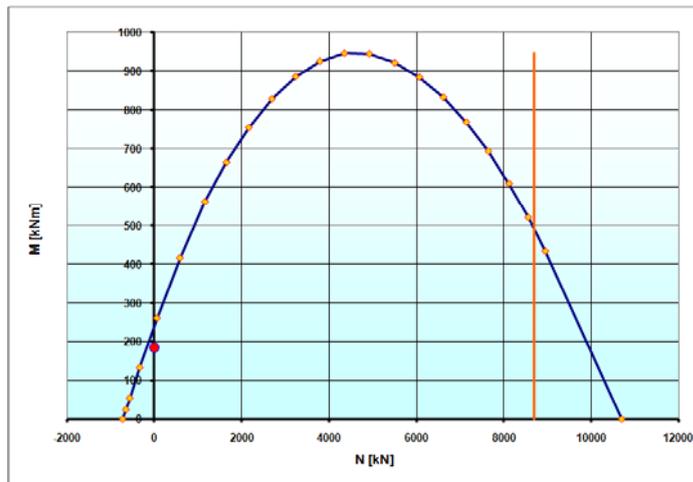
circolare di diametro pari a 40 cm, le verifiche strutturali sono soddisfatte in quanto lo stato di sollecitazione è interno al dominio di resistenza della sezione.



Geometria della sezione	
(cm)	
Raggio	R 40

Armatura As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
12	14	18.47	5
0	36	0.00	0
0	20	0.00	0
18.47			

Materiali									
	γ_c	α	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fed [Mpa]	α_{fed} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
c35/45	1.9277	0.85	45	35	23.3	19.8	0.8	0.200%	0.350%
	γ_E	γ_S	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_S	ϵ_{ud}
B450C	1.00	1.15	200000	450	391.3	0.198%	1.000%	1	1.000%



Sollecitazioni	
N [kN]	M [kNm]
0	185

Nmax	
8701.9	[kN]

Risultati					
xc [cm]	sc	ss	N [kN]	M [kNm]	
-inf	-1.00%	-1.00%	-722.8	0.0	
0	0.00%	-1.00%	-647.4	24.8	
4.00	0.06%	-1.00%	-560.5	54.7	
8.00	0.12%	-1.00%	-331.7	133.5	
12.00	0.19%	-1.00%	61.5	261.1	
16.00	0.27%	-1.00%	587.8	416.0	
20.00	0.35%	-0.96%	1163.0	562.7	
24.00	0.35%	-0.74%	1653.9	665.2	
28.00	0.35%	-0.59%	2165.2	754.6	
32.00	0.35%	-0.47%	2693.7	828.9	
36.00	0.35%	-0.38%	3236.0	886.4	
40.00	0.35%	-0.31%	3789.4	925.9	
44.00	0.35%	-0.25%	4351.7	946.1	
48.00	0.35%	-0.20%	4924.6	944.9	
52.00	0.35%	-0.15%	5505.4	921.8	
56.00	0.35%	-0.12%	6070.1	884.4	
60.00	0.35%	-0.09%	6616.8	833.2	
64.00	0.35%	-0.06%	7143.1	769.2	
68.00	0.35%	-0.04%	7645.4	694.1	
72.00	0.35%	-0.01%	8119.3	610.2	
76.00	0.35%	0.00%	8558.1	521.1	
80.00	0.35%	0.02%	8950.3	433.0	
+inf	0.35%	0.35%	10696.7	0.0	

5.6.4 Fondali di 6 m (progr. da 125 a 200 m)

Combinazione statica fondamentale:

VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO PER LA PARATIA		
Dati paratia	Simbolo	Valore
Altezza dal fondale [m]	H	9.1
Quota Ciglio rispetto a L.m. [m]	h	7.8
Peso di volume terreno [kN/m ³]	Y	18.5
Peso di volume in acqua [kN/m ³]	Y'	8.5
Coefficiente di spinta attiva	ka	0.39
Pali/m	b	2
Forze Agenti		
Sovraccarico Variabile [kN/m ²]	qs	9
Spinte		
Spinta attiva alla base della paratia [kN/m ²]	σ _a	35.2365
Spinta del sovraccarico alla base paratia [kN/m ²]	σ _s	3.51

Coefficienti NTC		Azioni		
YF	ψ	Tipo	σ _d	
1.3	1	Perm	45.80745	σ _a
1.5	1	Var	5.265	σ _s

Momento massimo agente sul palo	Permanenti	Temporanee	Tot
Mmax (KNm)	116.454768	27.2496656	143.7044
Tmax (kN)	69.4746325	11.977875	108.2838

Combinazione sismica:

VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO PER LA PARATIA		
Dati paratia	Simbolo	Valore
Altezza dal fondale [m]	H	9.1
Quota Ciglio rispetto a L.m. [m]	h	7.8
Peso di volume terreno [kN/m ³]	Y	18.5
Peso di volume in acqua [kN/m ³]	Y'	8.5
Coefficiente di spinta attiva	ka	0.52
Pali/m	b	2
Forze Agenti		
Sovraccarico Variabile [kN/m ²]	qs	9
Spinte		
Spinta attiva alla base della paratia [kN/m ²]	σ _a	46.982
Spinta del sovraccarico alla base paratia [kN/m ²]	σ _s	4.68

Coefficienti NTC		Azioni		
YF	ψ	Tipo	σ _d	
1	1	Perm	46.982	σ _a
1	0.6	Var	2.808	σ _s

Momento massimo agente sul palo	Permanenti	Temporanee	Tot
Mmax (KNm)	119.440788	14.533155	133.9739
Tmax (kN)	71.2560333	6.3882	77.64423

Il palo per fondali a 6.0 m risulta soggetto ad un momento massimo agente pari a 145 kNm ed un taglio di 108 kN. **Per le armature adottate (10Φ14 e staffe Φ 8/10) e la sezione circolare di**

5.6.5 Fondali di 5 m (progr. da 65 a 125 m)

Combinazione statica fondamentale:

VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO PER LA PARATIA		
Dati paratia	Simbolo	Valore
Altezza dal fondale [m]	H	7.9
Quota Ciglio rispetto a L.m. [m]	h	6.6
Peso di volume terreno [kN/m ³]	Y	18.5
Peso di volume in acqua [kN/m ³]	Y'	8.5
Coefficiente di spinta attiva	ka	0.39
Pali/m	b	2
Forze Agenti		
Sovraccarico Variabile [kN/m ²]	qs	9
Spinte		
Spinta attiva alla base della paratia [kN/m ²]	σ _a	31.2585
Spinta del sovraccarico alla base paratia [kN/m ²]	σ _s	3.51

Coefficienti NTC		Azioni		
YF	ψ	Tipo	σ _d	
1.3	1	Perm	40.63605	σ _a
1.5	1	Var	5.265	σ _s

Momento massimo agente sul palo	Permanenti	Temporanee	Tot
Mmax (KNm)	77.8581435	20.5367906	98.39493
Tmax (kN)	53.5041325	10.398375	85.15293

Combinazione sismica:

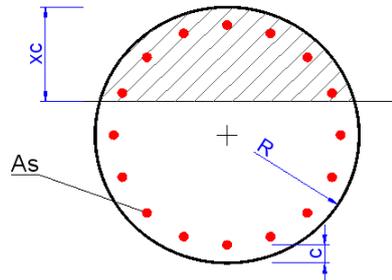
VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO PER LA PARATIA		
Dati paratia	Simbolo	Valore
Altezza dal fondale [m]	H	7.9
Quota Ciglio rispetto a L.m. [m]	h	6.6
Peso di volume terreno [kN/m ³]	Y	18.5
Peso di volume in acqua [kN/m ³]	Y'	8.5
Coefficiente di spinta attiva	ka	0.52
Pali/m	b	2
Forze Agenti		
Sovraccarico Variabile [kN/m ²]	qs	9
Spinte		
Spinta attiva alla base della paratia [kN/m ²]	σ _a	41.678
Spinta del sovraccarico alla base paratia [kN/m ²]	σ _s	4.68

Coefficienti NTC		Azioni		
YF	ψ	Tipo	σ _d	
1	1	Perm	41.678	σ _a
1	0.6	Var	2.808	σ _s

Momento massimo agente sul palo	Permanenti	Temporanee	Tot
Mmax (KNm)	79.8545062	10.952955	90.80746
Tmax (kN)	54.8760333	5.5458	60.42183

Il palo per fondali a 5.0 m risulta soggetto ad un momento massimo agente pari a 100 kNm ed un taglio di 85 kN. **Per le armature adottate (10Φ12 e staffe Φ 8/10) e la sezione circolare di**

diametro pari a 40 cm, le verifiche strutturali sono soddisfatte in quanto lo stato di sollecitazione è interno al dominio di resistenza della sezione.

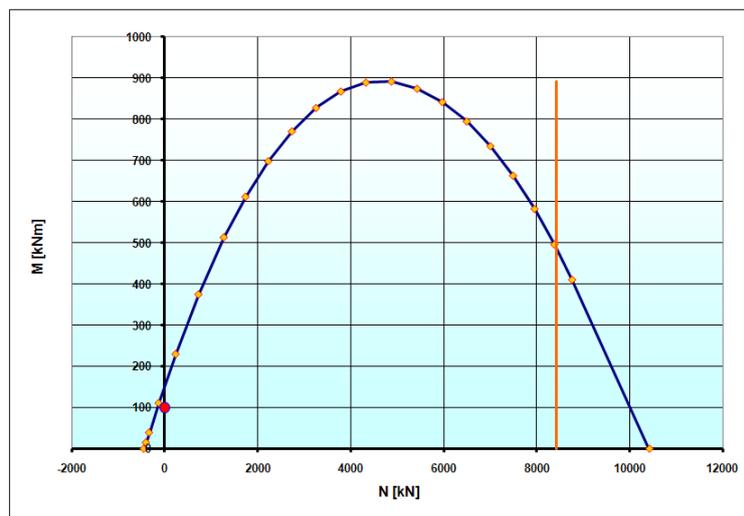


Geometria della sezione		
		[cm]
Raggio	R	40

Armatura As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
10	12	11.31	5
0	36	0.00	0
0	20	0.00	0

11.31

Materiali										
	γ_c	α	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	αfcd [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}	
C35/45	1.9277	0.85	45	35	23.3	19.8	0.8	0.200%	0.350%	
	γ_E	γ_S	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_S	ϵ_{ud}	
B450C	1.00	1.15	200000	450	391.3	0.196%	1.000%	1	1.000%	



Sollecitazioni	
N [kN]	M [kNm]
0	100

Nmax	
8421.6	[kN]

Risultati				
xc [cm]	ϵ_c	ϵ_s	N [kN]	M [kNm]
-inf	-1.00%	-1.00%	-442.6	0.0
0	0.00%	-1.00%	-396.4	15.2
4.00	0.06%	-1.00%	-328.2	39.2
8.00	0.12%	-1.00%	-122.9	111.0
12.00	0.19%	-1.00%	241.2	230.0
16.00	0.27%	-1.00%	731.9	374.8
20.00	0.35%	-0.96%	1275.3	513.7
24.00	0.35%	-0.74%	1741.9	612.2
28.00	0.35%	-0.59%	2230.5	698.7
32.00	0.35%	-0.47%	2737.1	771.3
36.00	0.35%	-0.38%	3257.8	828.2
40.00	0.35%	-0.31%	3789.4	868.1
44.00	0.35%	-0.25%	4329.0	890.0
48.00	0.35%	-0.20%	4876.1	892.4
52.00	0.35%	-0.15%	5427.7	874.8
56.00	0.35%	-0.12%	5967.6	842.3
60.00	0.35%	-0.09%	6493.1	795.4
64.00	0.35%	-0.06%	7001.0	735.2
68.00	0.35%	-0.04%	7487.4	663.5
72.00	0.35%	-0.01%	7947.3	582.6
76.00	0.35%	0.00%	8373.8	496.2
80.00	0.35%	0.02%	8755.1	410.6
+inf	0.35%	0.35%	10416.4	0.0

5.6.6 Fondali di 4.5 m (progr. da 25 a 65 m)

Combinazione statica fondamentale:

VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO PER LA PARATIA		
Dati paratia	Simbolo	Valore
Altezza dal fondale [m]	H	7.3
Quota Ciglio rispetto a L.m. [m]	h	6
Peso di volume terreno [kN/m ³]	Y	18.5
Peso di volume in acqua [kN/m ³]	Y'	8.5
Coefficiente di spinta attiva	ka	0.39
Pali/m	b	2
Forze Agenti		
Sovraccarico Variabile [kN/m ²]	qs	9
Spinte		
Spinta attiva alla base della paratia [kN/m ²]	σ _a	29.2695
Spinta del sovraccarico alla base paratia [kN/m ²]	σ _s	3.51

Coefficienti NTC	YF	ψ	Azioni		
			Tipo	σ _d	
	1.3	1	Perm	38.05035	σ _a
	1.5	1	Var	5.265	σ _s

Momento massimo agente sul palo	Permanenti	Temporanee	Tot
Mmax (KNm)	62.2504868	17.5357406	79.78623
Tmax (kN)	46.2945925	9.608625	74.59591

Combinazione sismica:

VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO PER LA PARATIA		
Dati paratia	Simbolo	Valore
Altezza dal fondale [m]	H	7.3
Quota Ciglio rispetto a L.m. [m]	h	6
Peso di volume terreno [kN/m ³]	Y	18.5
Peso di volume in acqua [kN/m ³]	Y'	8.5
Coefficiente di spinta attiva	ka	0.52
Pali/m	b	2
Forze Agenti		
Sovraccarico Variabile [kN/m ²]	qs	9
Spinte		
Spinta attiva alla base della paratia [kN/m ²]	σ _a	39.026
Spinta del sovraccarico alla base paratia [kN/m ²]	σ _s	4.68

Coefficienti NTC	YF	ψ	Azioni		
			Tipo	σ _d	
	1	1	Perm	39.026	σ _a
	1	0.6	Var	2.808	σ _s

Momento massimo agente sul palo	Permanenti	Temporanee	Tot
Mmax (KNm)	63.8466531	9.352395	73.19905
Tmax (kN)	47.4816333	5.1246	52.60623

Il palo per fondali a 4.5 m risulta soggetto ad un momento massimo agente pari a 80 kNm ed un taglio di 75 kN. **Per le armature adottate (9Φ12 e staffe Φ 6/10) e la sezione circolare di**

5.6.7 Fondali di 4 m (progr. da 0 a 25 m)

Combinazione statica fondamentale:

VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO PER LA PARATIA		
Dati paratia	Simbolo	Valore
Altezza dal fondale [m]	H	6.7
Quota Ciglio rispetto a L.m. [m]	h	5.4
Peso di volume terreno [kN/m ³]	Y	18.5
Peso di volume in acqua [kN/m ³]	Y'	8.5
Coefficiente di spinta attiva	ka	0.39
Pali/m	b	2
Forze Agenti		
Sovraccarico Variabile [kN/m ²]	qs	9
Spinte		
Spinta attiva alla base della paratia [kN/m ²]	σ _a	27.2805
Spinta del sovraccarico alla base paratia [kN/m ²]	σ _s	3.51

Coefficients NTC		Azioni		
YF	ψ	Tipo	σ _d	
1.3	1	Perm	35.46465	σ _a
1.5	1	Var	5.265	σ _s

Momento massimo agente sul palo	Permanenti	Temporanee	Tot
Mmax (KNm)	48.8746499	14.7716156	63.64627
Tmax (kN)	39.6021925	8.818875	64.71116

Combinazione sismica:

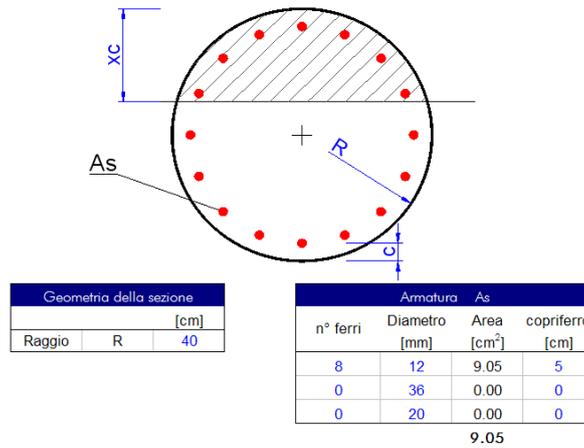
VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO PER LA PARATIA		
Dati paratia	Simbolo	Valore
Altezza dal fondale [m]	H	6.7
Quota Ciglio rispetto a L.m. [m]	h	5.4
Peso di volume terreno [kN/m ³]	Y	18.5
Peso di volume in acqua [kN/m ³]	Y'	8.5
Coefficiente di spinta attiva	ka	0.52
Pali/m	b	2
Forze Agenti		
Sovraccarico Variabile [kN/m ²]	qs	9
Spinte		
Spinta attiva alla base della paratia [kN/m ²]	σ _a	36.374
Spinta del sovraccarico alla base paratia [kN/m ²]	σ _s	4.68

Coefficients NTC		Azioni		
YF	ψ	Tipo	σ _d	
1	1	Perm	36.374	σ _a
1	0.6	Var	2.808	σ _s

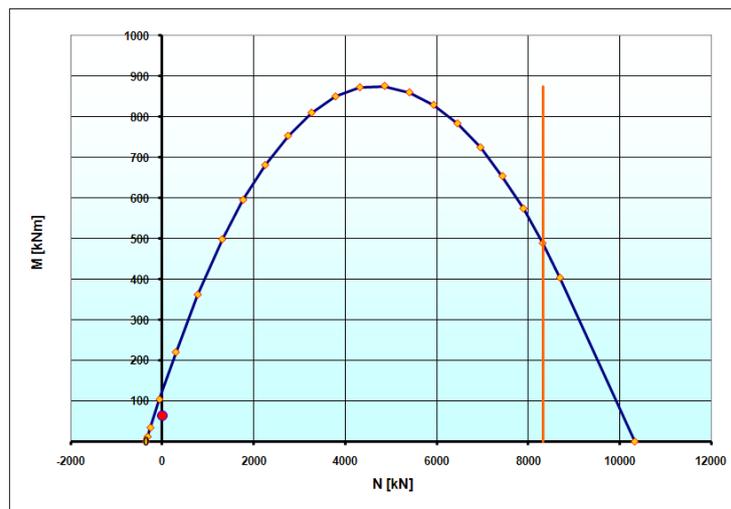
Momento massimo agente sul palo	Permanenti	Temporanee	Tot
Mmax (KNm)	50.127846	7.878195	58.00604
Tmax (kN)	40.6176333	4.7034	45.32103

Il palo per fondali a 4.5 m risulta soggetto ad un momento massimo agente pari a 64 kNm. **Per le armature adottate (8Φ12 e staffe Φ 6/10) e la sezione circolare di diametro pari a 40 cm,**

Le verifiche strutturali sono soddisfatte in quanto lo stato di sollecitazione è interno al dominio di resistenza della sezione.



Materiali									
	γ_c	α	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
C35/45	1.9277	0.85	45	35	23.3	19.8	0.8	0.200%	0.350%
	γ_E	γ_S	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_S	ϵ_{ud}
B450C	1.00	1.15	200000	450	391.3	0.196%	1.000%	1	1.000%



Sollecitazioni	
N [kN]	M [kNm]
0	64

Nmax	
N [kN]	M [kNm]
8333.1	

Risultati				
xc [cm]	ϵ_c	ϵ_s	N [kN]	M [kNm]
-inf	-1.00%	-1.00%	-354.0	0.0
0	0.00%	-1.00%	-317.1	12.2
4.00	0.06%	-1.00%	-254.8	34.3
8.00	0.12%	-1.00%	-57.0	103.8
12.00	0.19%	-1.00%	297.9	220.2
16.00	0.27%	-1.00%	777.4	361.9
20.00	0.35%	-0.96%	1310.7	498.2
24.00	0.35%	-0.74%	1769.7	595.4
28.00	0.35%	-0.59%	2251.2	681.1
32.00	0.35%	-0.47%	2750.8	753.1
36.00	0.35%	-0.38%	3264.7	809.8
40.00	0.35%	-0.31%	3789.4	849.9
44.00	0.35%	-0.25%	4321.8	872.3
48.00	0.35%	-0.20%	4860.8	875.7
52.00	0.35%	-0.15%	5403.1	860.0
56.00	0.35%	-0.12%	5935.2	829.1
60.00	0.35%	-0.09%	6454.0	783.5
64.00	0.35%	-0.06%	6956.2	724.5
68.00	0.35%	-0.04%	7437.6	653.8
72.00	0.35%	-0.01%	7893.0	573.9
76.00	0.35%	0.00%	8315.7	488.4
80.00	0.35%	0.02%	8693.5	403.5
+inf	0.35%	0.35%	10327.9	0.0

5.6.8 Fondali inferiori a 4 m

Per fondali più bassi (banchina dal Monumento al Marinaio) si ritiene di dover adottare comunque la stessa armatura adottata per i pali precedenti (8 ferri da 12 mm e staffe Φ 6/10), per fondali superiori, ritenendo sconsigliabile scendere al di sotto di questi valori minimi di armatura per questo tipo di opere.

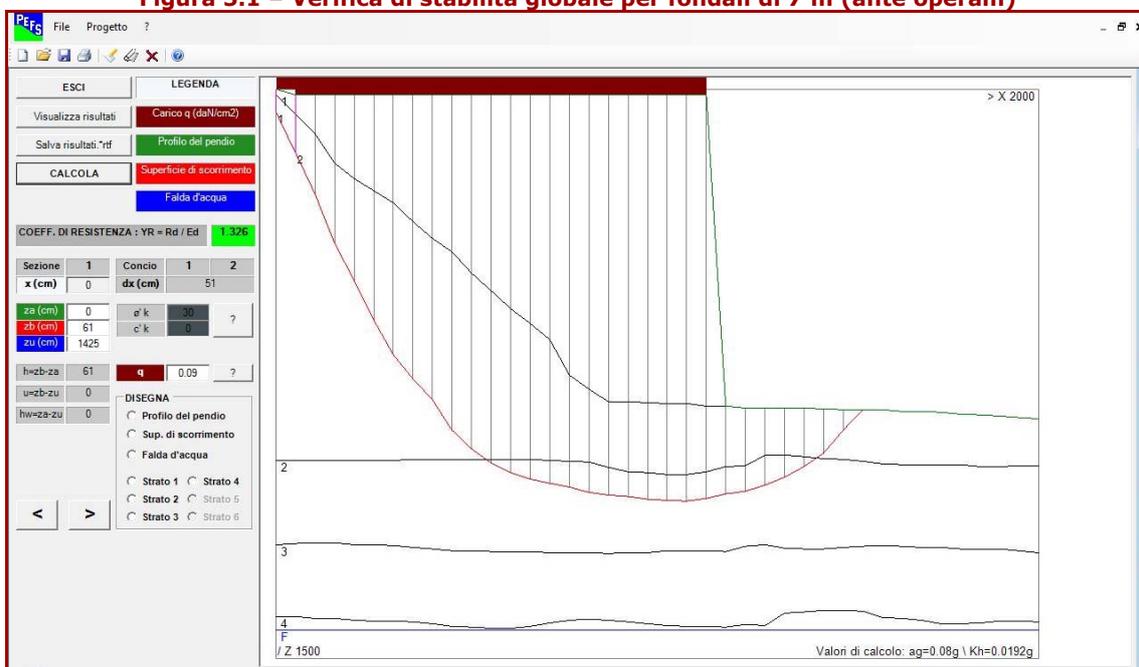
5.7 VERIFICHE DI STABILITA' GENERALE

In questo paragrafo si richiamano i risultati delle verifiche di stabilità generale del complesso opera-terreno presentate nella relazione geotecnica.

Preliminarmente è stata effettuata una verifica di stabilità globale del profilo di banchina allo stato dei luoghi. Successivamente l'analisi è stata ripetuta, simulando la presenza delle opere previste per il consolidamento, ipotizzando superfici di scorrimento più profonde compatibili con la presenza delle nuove opere, e variando i carichi agenti per tenere conto della presenza delle nuove strutture. Il peso del terreno è stato sostituito con il peso delle strutture per quelle strisce di pendio interessate dalla presenza di opere. Poiché gli interventi di consolidamento prevedono l'utilizzo di micropali, si sono ricercate superfici di rottura più profonde, la cui posizione fosse compatibile con la presenza delle suddette opere. Le superfici di rottura sono state ottenute ricercando le geometrie di tipo circolare o sub-circolare che dessero luogo ai minimi coefficienti di sicurezza globale.

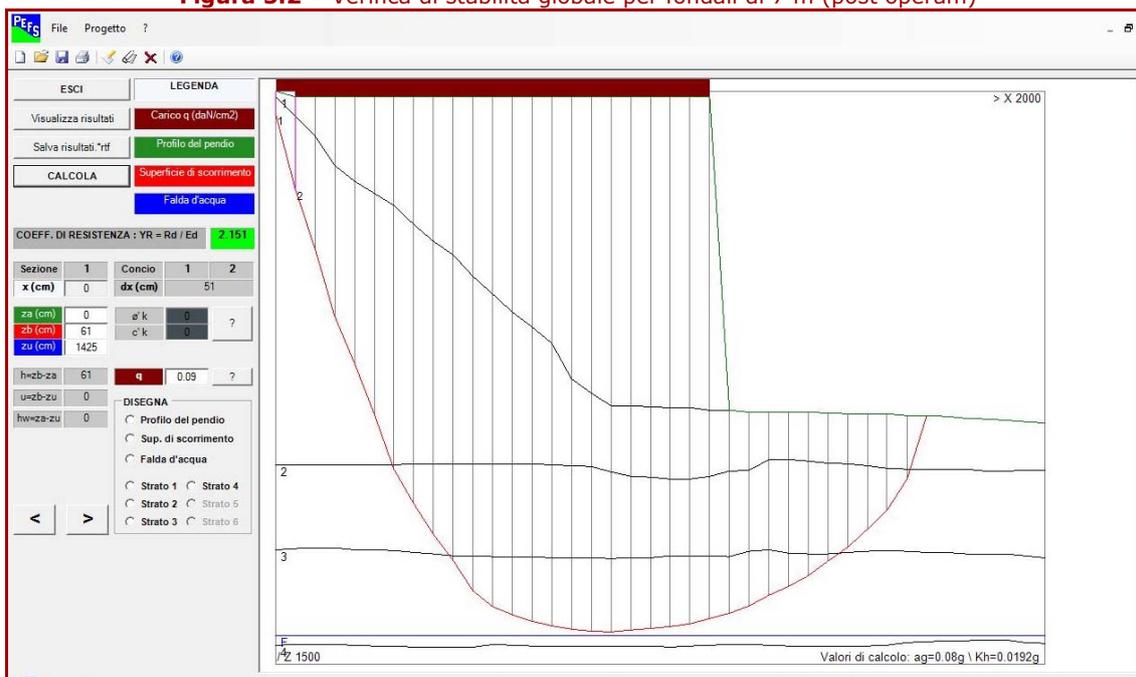
Nella seguente figura si riporta il risultato dell'analisi di stabilità del profilo di banchina prima dell'esecuzione dell'opera per fondali di 7 m. Il coefficiente di sicurezza rispetto alla stabilità globale del complesso opera-fondazione è risultato di 1.3. Il tabulato di calcolo è allegato alla relazione geotecnica.

Figura 5.1 – Verifica di stabilità globale per fondali di 7 m (ante operam)



Nella seguente figura si riporta il risultato dell'analisi di stabilità del profilo di banchina successivamente all'esecuzione dell'intervento di realizzazione della paratia di pali per fondali di 7 m. **Il coefficiente di sicurezza rispetto alla stabilità globale del complesso opera-fondazione è risultato di 2.1. Poiché il coefficiente di sicurezza minimo previsto dalla normativa è 1.1, l'opera è verificata rispetto alla stabilità generale del complesso opera-fondazione.** Il tabulato di calcolo è allegato alla presente relazione. Il coefficiente di sicurezza generale è superiore rispetto alla situazione preesistente.

Figura 5.2 – Verifica di stabilità globale per fondali di 7 m (post operam)



Il coefficiente di sicurezza rispetto alla stabilità globale per fondali più bassi a seguito della realizzazione della paratia risulta sempre superiore a 1.1 e pertanto l'intervento della paratia di micropali è verificata. Si rimanda alla relazione geotecnica per le altre verifiche effettuate, per i fondali più bassi. **Per tutti i fondali, la paratia di pali produce un incremento nella stabilità generale del complesso opera-fondazione, rispetto allo stato preesistente.**

5.8 PRESCRIZIONI

Nel presente paragrafo si riportano le prescrizioni da osservare per la realizzazione dei pali, dei cordoli di coronamento ed i tiranti.

5.8.1 PALI

Il Calcestruzzo deve essere di classe di esposizione XS3 (UNI EN 206-1), rapporto massimo acqua/cemento pari a 0,45; classe minima di resistenza C35/45; non segregabile, lavorabile con classe di consistenza fluida, contenuto minimo di cemento 360 Kg/m³. Copriferro di 50 mm. Diametro massimo degli inerti pari a 25 mm. Acciaio per armature deve essere di tipo B450 C.

5.8.2 CORDOLI DI CORONAMENTO

I cordoli devono essere realizzati con Calcestruzzo con classe di esposizione XS3 (UNI EN 206-1), un rapporto massimo acqua/cemento pari a 0,45; classe minima di resistenza C35/45; contenuto minimo di cemento 360 Kg/m³. Copriferro di 50 mm (UNI EN 206). Acciaio per armature tipo B450 C.

5.8.3 TIRANTI

Tiranti di ancoraggio a iniezioni ripetute, del tipo definitivo, costituiti da trefoli in acciaio armonico da Ø 15 mm. In numero minimo indicato nella presente relazione e nelle tavole di progetto, inseriti nel terreno, ad esso ancorati nel tratto terminale mediante il bulbo realizzato con iniezione di malta cementizia antiritiro eseguita a più riprese, nella quantità necessaria per dare il tirante perfettamente iniettato in modo da assicurare la portata di progetto. Il foro deve essere eseguito con perforazione sub-orizzontale (15°) in foro da Ø 150 mm a Ø 160 mm, con tubo in PVC 27/32 valvolato in corrispondenza del bulbo, sacco otturatore per separare il tratto di bulbo dalla parte libera e distanziatori dei trefoli per far assumere al tirante la caratteristica forma sinusoidale nel tratto ancorato; deve essere effettuata la predisposizione anticorrosiva mediante ingrassaggio e inguainatura dei trefoli su tutto il tratto libero. La malta adoperata deve avere classe di esposizione XS3.

6. INTERVENTI DI RIPARAZIONE

6.1 INIEZIONI PER IL CONSOLIDAMENTO DEL MURO

Le iniezioni di miscela cementizia, hanno lo scopo di andare ad integrare, in maniera più capillare, per le piccole cavità, di quanto si possa fare con il versamento di calcestruzzi subacquei sul fronte banchina, quegli spazi vuoti interni al muro di banchina, che precedentemente erano occupati dal materiale appartenente ai blocchi del muro stesso. Lo scopo di tali iniezioni è duplice: da un lato quello di favorire il riempimento dei vuoti del muro, e dall'altro quello di fermare o impedire, nel futuro, la fuoriuscita di sedimenti fini dei materiali di rinterro a tergo del muro stesso, attraverso i vuoti beanti che attraversano il muro di banchina. Quest'ultimo fenomeno, nel lungo termine, può determinare cedimenti nei piazzali retrostanti. Data l'elevata permeabilità dei vuoti e sgrottamenti del muro stesso, tale operazione deve avvenire mediante l'apposizione, sul fronte banchina, di opportuna pannellatura provvisoria che impedisca la perdita delle malte iniettate durante il consolidamento, in mare. La resistenza strutturale dei materiali costituenti il muro di banchina è risultata, sulla base delle prove di laboratorio sui campioni integri estratti e presentate nella relazione geologica, compresa tra 100 e 120 kg/cm², e pertanto la malta cementizia che si andrà ad iniettare dovrà garantire una resistenza almeno pari a quella del materiale esistente. In valore minimo di progetto della malta è di 12 N/mm², corrispondente ad una resistenza caratteristica di 25 N/mm² con caratteristiche idonee all'ambiente marino (Classe di esposizione minima XS3). E' stato ipotizzato di realizzare un foro per l'iniezione di miscela cementizia ad un interasse di 50 cm. A termine dell'operazione, si dovrà verificare, attraverso il prelievo di campioni di malta iniettata nel muro di banchina, che si sia raggiunta una resistenza a rottura minima di 12 N/mm². In cantiere, nel corso dell'esecuzione, si dovranno predisporre dei carotaggi per determinare il grado di saturazione dei vuoti ad opera della miscela cementizia, in modo da poter calibrare al meglio l'esecuzione delle iniezioni.

6.2 INIEZIONI NEI MEZZI POROSI

6.2.1 Modellazione dei terreni

Dalla legge di Darcy, applicabile nelle miscele *non evolutive* nelle quali permane costante la viscosità durante il moto di filtrazione, è definito il coefficiente di permeabilità k , per cui possono essere utilizzate le relazioni dell'idrogeologia, con un correttivo μ relativo alla permeabilità del terreno in funzione del tipo di miscela iniettata:

$$k_m = \frac{k}{\mu}$$

nella quale k è il coefficiente di permeabilità del terreno all'acqua, e $\mu = \frac{\mu_m}{\mu_w}$ è il rapporto tra la viscosità della miscela μ_m e quella dell'acqua μ_w .

Con questa relazione si può pervenire all'individuazione dell'ordine di grandezza e alla definizione della partecipazione dei vari parametri in gioco, limitando lo studio alle soluzioni pure a base di resine e a quelle colloidali poco evolutive a base di silicato di sodio.

6.2.2 Iniezioni in un sistema omogeneo e isotropo

Questi mezzi omogenei e isotropi in natura sono praticamente inesistenti, perché i terreni sono sempre eterogeneamente stratificati.

I parametri significativi da utilizzare sono i seguenti:

- $H[m]$ = carico idraulico alla sezione in cui avviene la filtrazione;
- $Q [m^3/s; l/min]$ = portata dell'iniezione;
- $r_0 [m]$ = raggio della sezione filtrante;
- α = coefficiente di fonna;
- $r'_0 [m]$ = αr_0 = raggio equivalente per una sezione cilindrica di raggio r_0 e altezza $L[m]$;
- $R[m]$ = raggio di propagazione dell'iniezione;
- $t[s \text{ o } min]$ = tempo per la propagazione nel raggio R ;
- $v_r[m/s]$ = velocità di flusso radiale sferico alla distanza R ;
- $V [m^3]$ = volume di terreno interessato fino alla distanza R ;
- n = porosità efficace, che equivale al volume riempito dei vuoti rapportato al volume totale di terreno V ;
- $k [m/s]$ = permeabilità del terreno all'acqua;
- $k_m [m/s]$ = permeabilità del terreno della miscela come prima identificata.

Se il flusso è radiale ed è prodotto da un'immissione sferica di raggio r_0 , nell'ipotesi che l'iniezione possa essere riconducibile all'inverso dell'operazione di emungimento dell'acqua da un pozzo artesiano, assimilabile ad una cavità sferica dello stesso volume, la portata in regime di stazionarietà è data da:

$$Q = 4\pi r_0 k_m H$$

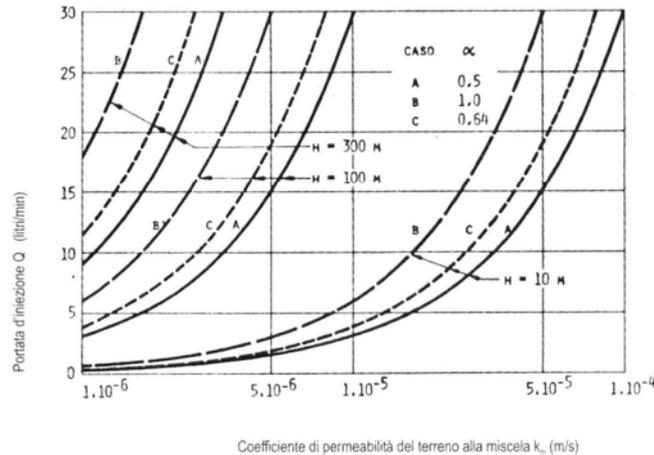
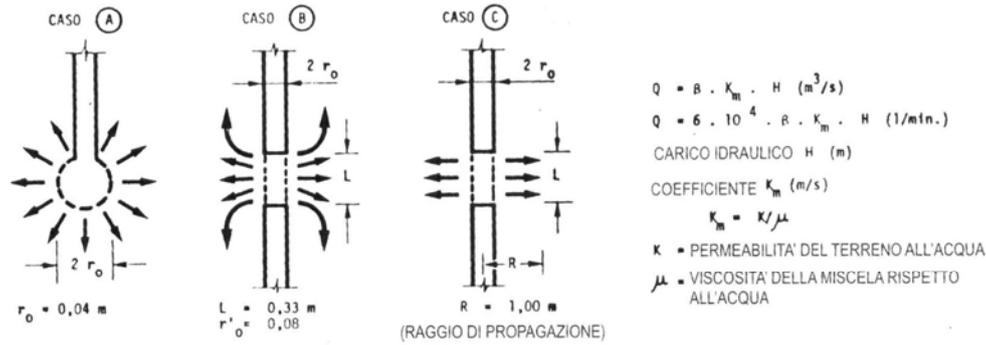
Se si pone $r_0 = 0.04 \text{ m}$, si ha:¹

$$Q = 0.5 \cdot k_m H [m^3 / s]$$

oppure:

$$Q = 3 \cdot 10^4 k_m H [l / min]$$

La relazione è restituita nell'abaco di figura 10.3.7.a, che correla la portata, il carico idraulico e la permeabilità del terreno alla miscela, per il caso (A) e per il carico idraulico di $H = 10, 100$ e 300 m corrispondenti ad una pressione $p = 0.1 \div 3.3 \text{ MPa}$.



Se si prende in esame un intervallo di k_m da 10^{-6} a 10^{-4} m/s, occupato dalle miscele con viscosità da 2 a 20 cP circa in terreni granulari con permeabilità all'acqua compresa tra 10^{-5} e 10^{-3} m/s. La portata Q è estesa fino a 30 l/min, anche se, per ottenere un trattamento di percolazione corretto, il limite reale per quest'operazione non supera i 10 l/min ($0.6 \text{ m}^3/\text{h}$).

Quindi per una sezione filtrante cilindrica di altezza L maggiore di $d_0 = 2r_0$ si può ricorrere alla precedente equazione con l'inserimento del coefficiente di forma (Mandel):

$$\frac{r'_0}{r_0} = \frac{d'_0}{d_0} = \alpha = \frac{\sqrt{\left(\frac{L}{d'_0}\right)^2 - 1}}{\ln\left(\frac{L}{d_0} + \sqrt{\left(\frac{L}{d_0}\right)^2 - 1}\right)}$$

La seguente formula fornisce α :

$$\alpha = \sqrt{\frac{L}{d_0}}$$

Per i tubi valvolati (a *manchettes*) negli iniettori posti lungo il fusto delle armature dei pali di piccolo diametro (micropali) forniti di tre valvole al metro, sempre ricorrendo a

$$r_0 = 0.04 \text{ m e } L = 0.33 \text{ m}$$

si ricava:

$\alpha=2$ coefficiente di forma

$r'_0 = 2 \cdot 0.04 = 0.08 \text{ m}$ raggio equivalente

Elevando questo metodo al doppio della portata, a parità di carico idraulico e di permeabilità rispetto al precedente caso (A), la portata Q può essere espressa anche nel seguente modo:

$$Q = n \frac{V}{t}$$

Nel caso della sorgente sferica:

$$Q = \frac{4}{3} \pi (R^3 - r_0^3) \frac{n}{t}$$

che rapportata alla equazione di partenza conduce a:

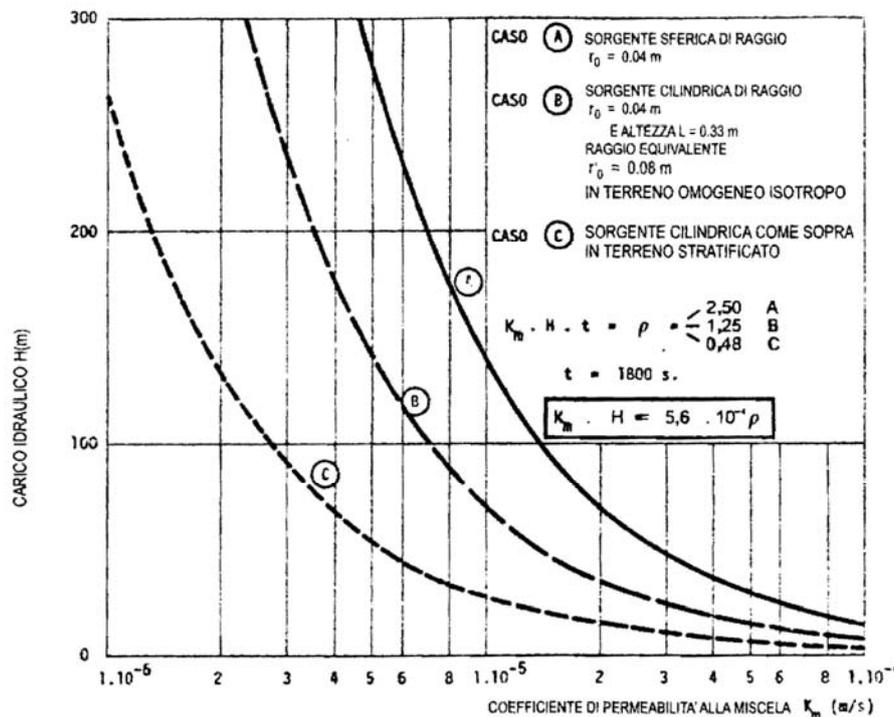
$$R^3 - r_0^3 = \frac{3r_0 k_m H t}{n}$$

Rispetto al raggio di propagazione R si ha: $R = \alpha \cdot r_0 \sqrt[3]{1 + \frac{3}{(\alpha r_0)^3} H k_m \frac{t}{n}}$

che risolvendo rispetto al tempo t di propagazione diviene:

$$t = \frac{n \cdot [R^3 - (\alpha r_0)^3]}{3 \alpha r_0 k_m H}$$

La figura seguente rappresenta gli andamenti del carico idraulico indispensabile per arrivare ad un raggio di influenza $R = 1$ m, in funzione di k_m , nel tempo $t=30$ min=1800 s e raggiungendo una saturazione del 30% del volume interessato (con $n = 0.3$).



Herndon e Lenahan (1976) propongono

$$Q = 4\pi R^2 v_r$$

con: $v_r = -k \frac{\delta H}{\delta R}$ (in forma differenziale secondo la legge di Darcy)

da cui: $Q = -4\pi R^2 k \frac{\delta H}{\delta R}$

Integrando si ottiene il carico idraulico H_r alla distanza di propagazione R :

$$H_r = \frac{Q}{4\pi k} \cdot \left(\frac{1}{R} - \frac{1}{r_0} \right) + H$$

cosicché all'interno e all'esterno del volume di terreno di raggio R si avrà:

- all'interno: $H_r = \frac{Q}{4\pi k} \cdot \left(\frac{1}{R} - \frac{1}{r_0} \right) + H$
- all'esterno: $-H_r = \frac{Q}{4\pi k} \cdot \left(\frac{1}{R_n} - \frac{1}{R} \right)$

nella quale R_n è il raggio oltre il quale il gradiente resta invariato.

Se $R_n \gg R$ allora: $H_r = \frac{Q}{4\pi k} \cdot \frac{1}{R}$

Risolvendo rispetto al carico idraulico H (Raffle e Greenwood, 1961):

$$H = \frac{Q}{4\pi k} \cdot \left(\frac{\mu}{r_0} - \frac{\mu-1}{R} \right)$$

da cui con $M = \left(\frac{\mu}{r_0} - \frac{\mu-1}{R} \right)$, si ha: $Q = \frac{4\pi H k}{M}$

Crescendo R rispetto a r_0 , M tende a $\frac{\mu}{r_0}$, quindi l'espressione è coincidente nei campi di variabilità del raggio R , oltre 0.5 m, e della viscosità del fluido iniettato (meno di 20-30 volte rispetto all'acqua).

Per quanto attiene al tempo t di propagazione nel raggio R di terreno, Herndon e Lenahan (1976) riportano alla seguente relazione

$$\frac{dR}{dt} = \frac{v_r}{n}$$

da cui si ha $\frac{dR}{dt} = \frac{Q}{4\pi R^2 n}$

e dalla precedente equazione si deriva: $t = \frac{n r_0}{H k} \left[\frac{\mu}{3} \left(\frac{R}{r_0} \right)^3 - \frac{\mu-1}{2} \left(\frac{R}{r_0} \right)^2 \right]$

6.2.3 Stima delle pressioni e tempi di iniezione

Le iniezioni sono previste ad interasse massimo pari a 50 cm, in fori di diametro massimo pari a 8 cm. Sulla base delle formula precedente, nel caso in esame, data la presenza del materiale antropico e sabbie debolmente limose all'interno delle cavità, aventi permeabilità di $10^{-2} - 10^{-4}$ cm/s ed ipotizzando una miscela di viscosità media 10 volte superiore all'acqua, per ottenere un raggio R di azione almeno 50-100 cm, necessaria per assicurare penetrazione della malta, fino a raggiungere i vuoti della muratura, con pressioni di iniezione per almeno 8-10 m di colonna d'acqua per un tempo di 30-60 minuti.

6.3 PRESCRIZIONI PER LE INIEZIONI CON MISCELE LEGANTI

La miscela cementizia per le iniezioni deve essere esente da sali solubili in acqua, con classe di esposizione XS3 (UNI EN 206), classe di resistenza minima caratteristica a rottura pari a 25 N/mm² con additivi antidilavamento ed espansivi, a consistenza fluida, non segregabile, con aggiunta di inerti fini (sabbie pulite), peso di volume non inferiore a 20 kN/m³. La pressione di iniezione per la malta all'interno delle murature non dovrà in nessun caso superare 3 atm, salvo diverse indicazioni della DL.

Si sono individuati prodotti mirati, selezionati, tra la più qualificata offerta del settore, che hanno costituito la base per la determinazione del prezzo ed il conforto circa la disponibilità sul mercato, anche locale, dei materiali adatti all'intervento proposto. Si allega alla presente relazione le schede tecniche di un prodotto di mercato che costituisce riferimento per questo genere di interventi.

6.4 INTERVENTI DI RIEMPIMENTO DEI GRANDI SGROTTAMENTI

6.4.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il rilievo del fronte di banchina ha evidenziato la presenza di grandi sgrottamenti dovuti alla fuoriuscita di blocchi dal muro od all'abnorme erosione all'interno di alcuni giunti tra i blocchi costituenti il muro a gravità. Tali grandi sgrottamenti possono raggiungere un volume di vari m³. Si ritiene opportuno andare a ripristinare singolarmente queste macrocavità con interventi puntuali di riparazione, mediante l'impiego di operatori subacquei. Lo scopo di questi interventi di riparazione superficiale sul fronte banchina è quello di prevenire un rapido incremento del deterioramento delle strutture e la compromissione dell'integrità del muro. Le cavità vengono di fatto riempite con Calcestruzzo per getti subacquei.

6.4.2 PRESCRIZIONI PER L'INTERVENTO

Le prescrizioni per questo tipo di intervento sono contenute nelle linee guida per la manutenzione delle strutture subacquee del PIANC e sui testi specialistici di Ingegneria Portuale (Tsinker) a cui si fa riferimento nelle indicazioni che seguono.

Facendo riferimento al paragrafo 4.1 della UNI EN 206-1, la classe di esposizione da attribuire alle malte cementizie che verranno impiegate per la saturazione degli sgrottamenti è XS3, con rapporto acqua cemento inferiore a 0.45, ma a basso calore di idratazione, a causa dei volumi, talora rilevanti dei vuoti da riempire. Il corripferro deve essere non inferiore a 5 cm.

Prima che vengano riempite le macrocavità con calcestruzzo, il materiale superficiale degradato e disgregabile sulle superfici di contatto, deve essere rimosso in modo da portare a giorno superfici in condizioni di buona integrità. Per assicurare una buona adesione tra il calcestruzzo di nuova installazione e quello esistente, si deve assicurare uno spessore del getto di almeno 15 cm. La pulizia di queste superfici può avvenire con sabbiatura o getti d'acqua in pressione o mediante rimozione manuale con opportuni attrezzi meccanici. La cavità deve essere lavorata in modo da dare superfici verticali o con inclinazioni massime di 1:3 al fine di prevenire la formazione di sacche d'aria durante la realizzazione del getto.

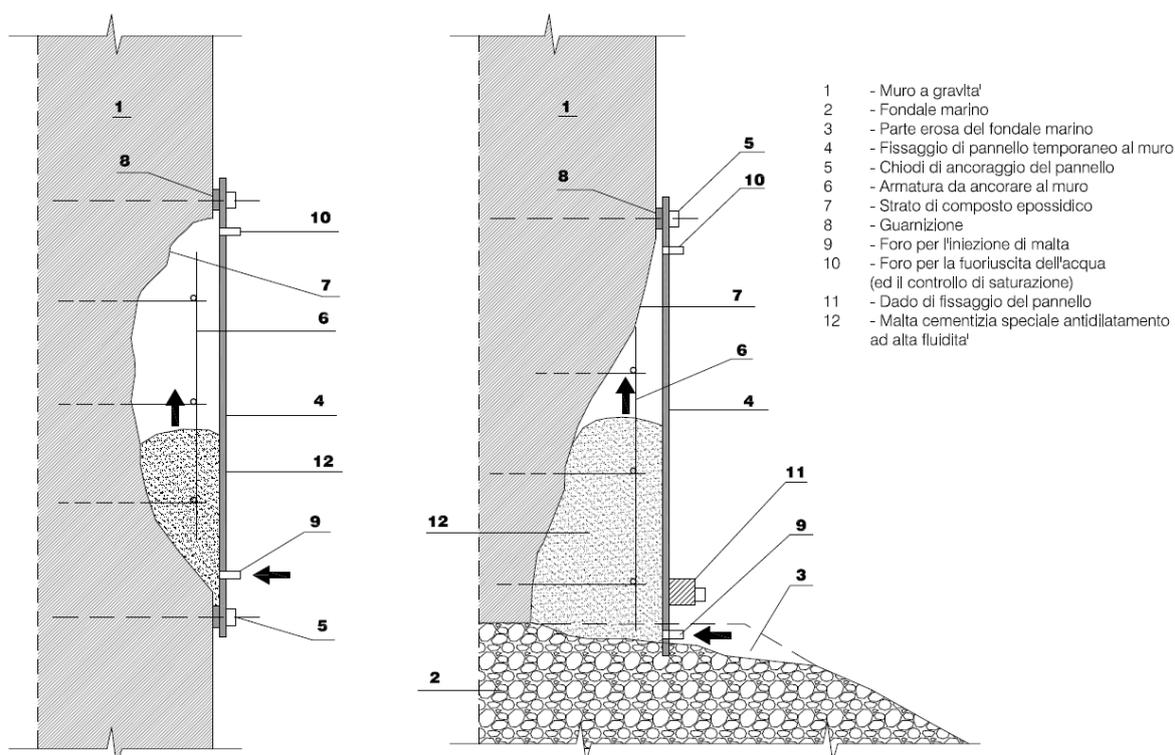
Successivamente alla preparazione delle superfici si provvederà ad isolare la cavità rispetto ai giunti adiacenti mediante sacchi di juta o altre guarnizioni. Le superfici della cavità saranno preparate con l'apposizione di un sottile strato di adesivo epossidico (3-5 mm) per getti subacquei, in modo da

favorire l'adesione del nuovo calcestruzzo sulla parte vecchia. Dovranno essere poste delle armature di aggrappaggio al muro di banchina, prima dell'immissione del calcestruzzo, che favoriscano la solidarizzazione della nuova massa cementizia con quella vecchia. Le armature dovranno essere zincate.

Successivamente si apporrà una pannellatura di adeguata dimensione, in funzione della dimensione degli sgrottamenti, fissata al muro di banchina, provvista di ugelli inferiori per l'immissione e superiori per il controllo di saturazione. Il calcestruzzo non dovrà avere inerti superiori a 25 mm per facilitare la diffusione del calcestruzzo all'interno della cavità, anche in presenza di armature.

In considerazione della normativa specifica, le opere, precedentemente descritte saranno, quindi, realizzate utilizzando materiali che dovranno avere le seguenti caratteristiche:

- Calcestruzzo di classe Rck 45 N/mm²
- Acciaio per armature B450C controllato in stabilimento



Lo studio della miscela del calcestruzzo (mix design) sarà eseguito dal fornitore di calcestruzzo preconfezionato in riferimento alle indicazioni contenute nel presente paragrafo e rispettando le "Linee guida per il calcestruzzo strutturale" emanate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ed alla Norma ENV 206 con esplicito riferimento alla classe di esposizione XS3, nonché alle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/1/2008) per quanto attiene le specifiche tecniche di produzione, di prova, ed alle prescrizioni relative al calcestruzzo confezionato con processo industrializzato (punto 11.2.8 delle NTC). Tutti i prodotti impiegati nell'intervento, dovranno avere marcatura CE.

Il Calcestruzzo deve essere non segregabile, additivato con fluidificanti per promuovere il deflusso del calcestruzzo entro le cavità, e con coesivizzanti per renderlo non dilavabile.

Quando la saturazione sarà stata completata e le pannellature rimosse, la superficie dovrà essere finita mediante l'uso di prodotti impregnanti a base di silicati di sodio mineralizzati od altra soluzione minerale la cui efficacia protettiva ed impermeabilizzante sia documentata.



Si sono individuati prodotti mirati, selezionati, tra la più qualificata offerta del settore, che hanno costituito la base per la determinazione del prezzo ed il conforto circa la disponibilità sul mercato, anche locale, dei materiali adatti all'intervento proposto. Si allega alla presente relazione le schede tecniche di un prodotto di mercato che costituisce riferimento per questo genere di interventi.

7. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono state illustrate le verifiche effettuate sugli interventi di consolidamento previsti per la banchine del Monumento al Marinaio e del canale Pigonati, all'interno del Porto di Brindisi.

Si prevede un intervento di tipo strutturale rappresentato dalla realizzazione di una paratia tirantata di contenimento a tergo di quelle banchine che hanno mostrato uno stato di degrado più avanzato, con il compito di assorbire la spinta del terrapieno retrostante. La paratia è realizzata con pali di calcestruzzo armato collegati in testa attraverso una trave di coronamento, e tirantata. La paratia è stata dimensionata con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14-1-2008), verificando per i diversi fondali antistanti la Banchina, profondità di infissione, armatura dei pali, e tiro da garantire mediante l'azione dei tiranti. Sono inoltre stati previsti interventi di riparazione sia a carattere locale, consistenti nel riempimento degli sgrotti di grande dimensione, mediante l'utilizzo di getti di calcestruzzo subacquei confinati sul fronte del muro di banchina, sia attraverso diffuse iniezioni di boiacche cementizie all'interno del muro di banchina.

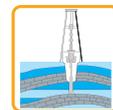
In ogni caso, viene conservata la geometria originale, l'allineamento con i tratti contigui, l'architettura generica e le finiture originariamente presenti.

Roma, Maggio 2010

Il Progettista Responsabile
Dott. Ing. Michelangelo LENTINI

8. ALLEGATI

CARATTERISTICHE TECNICHE DI CALCESTRUZZI E MALTE



GETTI SUBACQUEI

IDROCAL®

Calcestruzzi strutturali prestazionali per la realizzazione di strutture totalmente immerse in acqua.

CAMPI DI APPLICAZIONE

- Rivestimento massi di fondazione a scogliera
- Pareti di pozzi
- Platee di fondazione subacque
- Supporti di sicurezza per banchine
- Consolidamento terreni in presenza di falde sotterranee
- Realizzazione e ripristini di opere portuali, moli, pontili
- Fondazioni, diaframmi sotto falda acquifera

CARATTERISTICHE TECNICHE

IDROCAL® è una linea di calcestruzzi, malte e paste cementizie che possono essere posti in opera non solo in presenza di acqua ma anche per caduta libera attraverso l'acqua. Costituiti da legante idraulico, aggregati opportunamente selezionati e da particolari additivi addensanti, permettono la realizzazione di strutture immerse in acqua senza presentare fenomeni di segregazione e dilavamento. **IDROCAL®** in fase di getto evita qualsiasi problema di inquinamento delle acque evitando il dilavamento della pasta cementizia grazie alle sue caratteristiche di coesione. Perfettamente pompabile, **IDROCAL®**, attraverso le sue proprietà elevata lavorabilità e omogeneità, permette di essere messo in opera senza particolari attenzioni durante la fase di getto.

IDROCAL	CALCESTRUZZO DUREVOLE				
	RCK 25	RCK 30	RCK 40	RCK 45	RCK 45
Classe di esposizione (UNI EN 11104; UNI EN 206)		XC2	XC4 XS1 XD2	XS2 XS3 XD3	XA3*

* Cemento resistente ai solfati

ASSENZA DI FENOMENI DI
SEGREGAZIONE E DI LAVAMENTO

VANTAGGI

L'utilizzo dei calcestruzzi **IDROCAL®** permette di avere:

- Rivestimento massi di fondazione a scogliera
- Pareti di pozzi
- Platee di fondazione subacquee
- Supporti di sicurezza per banchine
- Consolidamento terreni in presenza di falde sotterranee
- Realizzazione e ripristini di opere portuali, moli, pontili
- Fondazioni, diaframmi sotto falda acquifera.

VOCE DI CAPITOLATO

"Calcestruzzo strutturale prestazionale per la realizzazione di strutture parzialmente o totalmente immerse in acqua (**Tipo IDROCAL®: Calcestruzzi S.p.A.**)"

NORME DI RIFERIMENTO

UNI EN 206 - UNI 11104

Calcestruzzo: specifiche, prestazione, produzione conformità

**NORME TECNICHE
PER LE COSTRUZIONI**

14 Gennaio 2008 e Circolare 2009

I dati riportati in questa scheda sono il frutto dell'esperienza Calcestruzzi e sono indicativi e non contrattuali. Il nostro personale tecnico è a disposizione per fornire consulenza ed assistenza per la corretta prescrizione ed utilizzo di IDROCAL®. La scheda informativa in materia di sicurezza di IDROCAL® può essere scaricata direttamente dal nostro sito internet www.calcestruzzi.it

Sede

Via S. Bernardino, 149/a
24126 Bergamo - Italia

Tel. +39 035 4167 111
Fax +39 035 4167 046

www.calcestruzzi.it



88/2010-O-SJS/GB
Servizio Commerciale - Taranto

Spett.le
SJS Engineering srl
Via Lacaia,29
74100 Taranto

Taranto, 10/04/2010

Oggetto: offerta per la fornitura di Calcestruzzo preconfezionato Relativo alla gara per l'esecuzione dei "lavori di consolidamento banchina – Autorità Portuale Brindisi".

Con riferimento ai cordiali colloqui intercorsi, con la presente siamo lieti di poter sottoporre alla Vs. cortese attenzione le nostre migliori quotazioni e condizioni per la fornitura di calcestruzzo preconfezionato occorrente alla realizzazione dell'opera di cui all'oggetto:

1. Quantità:

Mc. 2..000, e comunque tutta quella necessaria per l'esecuzione del lavoro.

2. Tempi:

12 mesi

3. Impianti di betonaggio:

Le forniture potranno essere effettuate dai nostri impianti ubicati nelle vicinanze del lavoro in oggetto:

- o **Brindisi Ind.le**

Certificazione impianti di betonaggio

Il suddetto impianto è certificato secondo DM 14/09/2005 aventi come oggetto le nuove "Norme Tecniche sulle Costruzioni" con documenton. 0925- NTC-Ca 20 2006



Calcestruzzi S.p.A.
Via San Bernardino, 149/a
24126 Bergamo - Italia
Tel. +39 035 4167 111
Fax +39 035 4167 046

4. Materie Prime:

Per quanto attiene gli aggregati, la presente offerta al momento prevede l'impiego di inerti provenienti da cave locali.

Per quanto attiene ai cementi proverranno dalle società Italcementi e dovranno essere rispondenti alle caratteristiche richieste.

5. Prelievi e Prove:

L'offerta prevede una adeguata assistenza tecnologica sia in fase di prequalifica che in corso d'opera, tale da soddisfare tutte le richieste di prove sul calcestruzzo fresco, mentre si intendono a Vostro carico tutte le Prove ufficiali.

6. Resa:

I prezzi pattuiti si intendono resi franco cantiere, a mezzo di autobetoniera in qualsiasi punto accessibile che sarà indicato di volta in volta, dalla Direzione di Cantiere.

7. Programmi e consegne:

La programmazione delle consegne dovrà essere concordata, settimanalmente tra il personale dell'impresa e della *Calcestruzzi S.p.A.*, e confermate entro la sera precedente il giorno delle consegne: essa riguarderà il tipo, la qualità e l'ubicazione dei calcestruzzi previsti.

Le consegne saranno programmate per le ore di normale lavoro.

8. Oneri a carico dell'impresa:

- Adeguati ed agibili accessi ai punti di scarico;
- Mantenere una adeguata viabilità all'interno del cantiere per autobetoniere e pompe e far approntare tutte le opere provvisorie necessarie ad evitare infortuni al personale e/o incaricati della *Calcestruzzi S.p.A.*.
- Eventuali oneri per lo smaltimento del calcestruzzo residuo in autobetoniera per l'incompleto ricevimento dello stesso rispetto al quantitativo ordinato;
- Piano Operativo della Sicurezza;
- IVA.

9. PREZZI:

I prezzi dei calcestruzzi proposti oltre a tener conto della nuova classificazione delle classi di esposizione ambientale delle strutture indicate nelle Linee Guida, emanate dal S.T.C. del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per soddisfare i requisiti di curabilità, recepisce anche la nuova norma UNI 11104 (Marzo) relativa alle istruzioni complementari per l'applicazione in Italia della norma Europea EN 206 – 1

Restiamo in ogni modo a Vs. disposizione per richieste di fornitura di calcestruzzi diversi da quelli proposti:

9.1 Calcestruzzo durevole per impieghi strutturali a prestazione garantita consistenza S5:

➤ **RCK 45 XS3** Dmax. Inerti 31,5 mm. al mc **€ 91,50**

9.2 Calcestruzzo per applicazioni speciali -Calcestruzzi subacquei – Idrocal:

Possono essere posti in opera non solo in presenza di acqua ma anche in caduta libera attraverso acqua. Costituiti da leganti idraulici, aggregati opportunamente selezionati e da particolari additivi viscosizzanti, permettono la realizzazione di strutture immerse in acqua senza presentare fenomeni di segregazione e dilavamento.

➤ **IDROCAL RCK 45 XS3** Dmax. Inerti 31,5 mm. al mc **€ 180,00**

9.3 Malta da iniezione Idrocal con impiego di cemento di miscela idoneo per l'ambiente in cui il cls dovrà essere collocato – additivo espansivo – additivo viscosizzante antidilavamento:

➤ **Malta IDROCAL RCK 45 XS2** al mc **€ 250,00**

9.4 Maggiorazioni:

- | | | |
|--|-------|--------------|
| ➤ Per sosta autobetoniera presso Vs.strutture
per ogni minuto eccedente i primi 60' | €/ora | 40,00 |
| ➤ Minor trasporto (< 8 mc.) | €/mc | 8,00 |

9.5 Scarico con pompa:

- | | | |
|-----------------------|-------|----------------|
| ➤ Quota fissa | | € 70,00 |
| ➤ Per ogni mc pompato | al mc | € 4,00 |

Altre Condizioni :

La presente offerta è valida fino al 31/12/2010, salvo eventuali aumenti dei listini delle maggiori cementerie nazionali.

Restando a Vs. completa disposizione per qualsiasi eventuale ulteriore chiarimento si rendesse necessario in merito a quanto proposto, nella speranza di ricevere la Vs. ambita preferenza, ci è gradita l'occasione per porgervi distinti saluti.

p. Servizio Commerciale
Giuseppe Bologna




Calcestruzzi
Italcementi Group

Guida ai prodotti



I protagonisti della durabilità

La durabilità di una struttura in calcestruzzo è il risultato dell'azione dei quattro attori che intervengono nella sua realizzazione.

Il **Progettista**, che valuta i rischi connessi con le condizioni ambientali che caratterizzano l'ambito in cui l'opera svolgerà il suo servizio e le sollecitazioni meccaniche a cui sarà sottoposta, ne stabilisce i requisiti in rapporto alle normative vigenti ed alle buone regole della professione (Legge 1086 del '71 e relativi Decreti, Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, norma UNI 11104 Marzo 2004).

Il **Direttore Lavori e l'Impresa**, che devono realizzare la struttura rispettando le prescrizioni di progetto, **garantendo la qualità e la coerenza dei materiali** impiegati.

Il **Produttore di calcestruzzo**, che deve studiare adeguatamente la composizione della miscela, rispettando le scelte del Progettista, integrandole con la sua esperienza per assicurare all'utilizzatore (Impresa e Committente) un conglomerato con una qualità appropriata, che gli consenta, non solo di soddisfare al suo obbligo di rispettare le indicazioni di progetto, ma di assicurare la qualità dei materiali impiegati nella realizzazione della struttura; questo al fine di prevenire eventuali criticità presenti in cantiere al momento del getto (professionalità della manodopera disponibile, posizionamento/caratteristiche dell'armatura, pianificazione dei lavori, ecc.).

La qualità del calcestruzzo ha come premessa una corretta formulazione della miscela sia in relazione alla resistenza meccanica che deve caratterizzarla, che all'ambiente in cui si troverà ad operare la struttura, per prevenirne i rischi di degrado connessi e garantirne quindi la durata per la vita utile prevista per l'opera che si sta realizzando.

Ciò però non è sufficiente, perché durante la fase di getto e nella successiva fase di stagionatura, devono essere rispettate alcune regole, in assenza delle quali la qualità di base del prodotto potrebbe essere compromessa. Si deve, in particolare, evitare che avvengano fenomeni di segregazione, creazione di "cavità alveolari" ed una precoce esposizione della struttura fresca all'aria, che possono compromettere la permeabilità della struttura stessa agli agenti aggressivi presenti nell'ambiente che la circonda.

È partendo da queste considerazioni che **Calcestruzzi** ha definito la formulazione delle miscele dei suoi calcestruzzi, con l'obiettivo, non solo di svolgere con la dovuta professionalità il suo ruolo di produttore, ma di favorire anche le scelte dei Progettisti e supportare le Imprese e il Direttore Lavori nell'assolvere le loro responsabilità connesse con il rispetto del progetto e la **garanzia della qualità dei materiali impiegati**.

I grafici e le immagini nel presente documento sono tratte da:

M. Collepari, "Il nuovo calcestruzzo", Terza Edizione, Editore Tintoretto, ottobre 2003;

L. Bertolini, "Corrosione delle armature in c.a. e prevenzione";

M. Collepari, "Proprietà del calcestruzzo fresco e indurito e durabilità delle opere in c.a. (norma europea EN 206)";

6ª Scuola AIMAT - Materiali cementizi - Ischia Porto, 21-25 ottobre 2002.

Corrosione delle armature indotta da carbonatazione

DCK FLUICAL XC

Ambiente	Tipologia struttura	Riferimenti normativi *			Prodotto
		Rapporto max A/C	Contenuto min. cemento (Kg/Mc)	Resistenza caratteristica min. Rck (N/mm ²)	
Secco	Interni di edifici con umidità relativa bassa (45-65%)	0,60	280	30	DCK FLUICAL XC1
Bagnato Raramente secco	Parti di struttura di contenimento liquidi; fondazioni	0,60	280	30	DCK FLUICAL XC2
Umidità moderata	Interni di edifici con umidità da moderata ad alta (65-80%); calcestruzzo all'esterno riparato dalla pioggia	0,55	300	37	DCK FLUICAL XC3
Ciclicamente secco e bagnato	Superfici soggette a contatto con acqua non comprese nelle classi XC2	0,50	320	37-40	DCK FLUICAL XC4

* Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

I calcestruzzi DCK FLUICAL della serie **XC**, sono caratterizzati da una miscela formulata avendo come riferimento, oltre la prestazione che deve essere garantita (Rck), i rischi connessi con l'impiego in ambienti in cui la criticità prevalente, ai fini della durata nel tempo della struttura che si vuole realizzare, è individuata nei fenomeni di carbonatazione. Un processo, più o meno lento, che porta alla progressiva depassivazione dei ferri d'armatura innescando la corrosione degli stessi fino alla completa distruzione del calcestruzzo.

La scelta delle caratteristiche delle materie prime impiegate, la loro composizione e dosaggio, oltre a rispettare le indicazioni fornite dalle Linee Guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, tiene in evidenza anche le esigenze dell'Impresa nella fase di realizzazione delle strutture in cantiere ed il diverso grado di rischio di carbonatazione presente negli ambienti a cui si fa riferimento.

Come per tutte le altre famiglie di prodotti, Calcestruzzi ritiene fondamentale proporre miscele con **Slump S4, S5**.

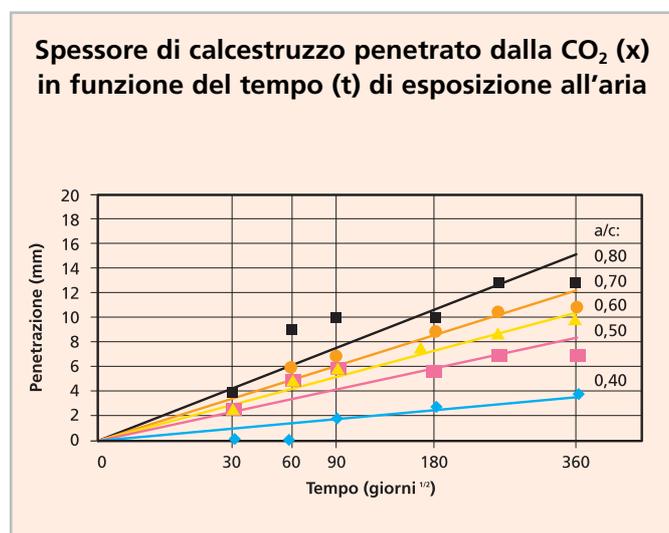


Grafico 3 - Il grafico evidenzia come la riduzione del rapporto a/c porti a significative riduzioni di spessore del calcestruzzo carbonatato.

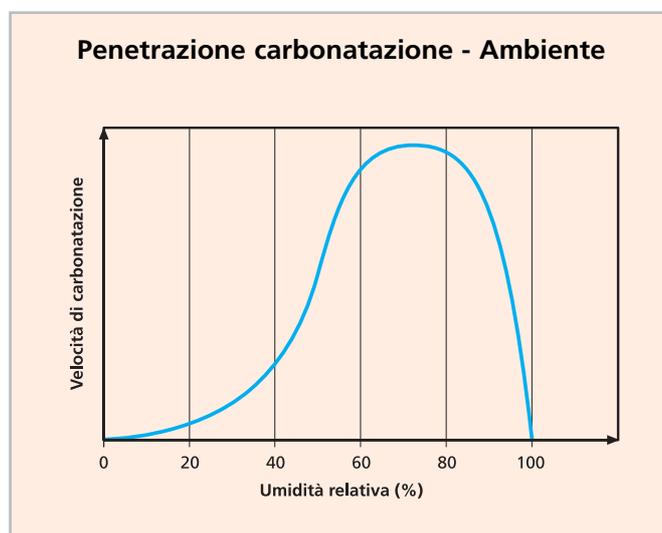


Grafico 4 - Il grafico evidenzia l'aumento della velocità di carbonatazione con il crescere dell'umidità relativa.

Ciclo di gelo e disgelo

DCK FLUICAL XF

Ambiente	Tipologia struttura	Riferimenti normativi *			Prodotto
		Rapporto max A/C **	Contenuto min. cemento (Kg/Mc) **	Resistenza caratteristica min. Rck (N/mm ²) **	Calcestruzzi
Grado moderato di saturazione, in assenza di agenti disgelanti	Superfici verticali esposte alla pioggia ed al gelo	0,55 (0,50)	300-(320)	37-(40)	DCK FLUICAL XF1
Grado moderato di saturazione, in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali di opere stradali esposte al gelo ed ad agenti disgelanti nebulizzati nell'aria	0,50	320-(340)	37-40-(30)	DCK FLUICAL XF2
Grado elevato di saturazione, in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggette a fenomeni di gelo	0,50	320-(340)	37-40-(30)	DCK FLUICAL XF3
Grado elevato di saturazione, in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali ed orizzontali esposte a spruzzi d'acqua contenenti sali disgelanti	0,45	350-(360)	45-(35)	DCK FLUICAL XF4

* Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

** Fra parentesi sono indicate le prescrizioni secondo la UNI 11104 - Marzo 2004.

L'azione dei cicli di gelo e disgelo è uno dei fenomeni maggiormente sottovalutati nella realizzazione di strutture che per loro destinazione d'uso (ponti, pavimentazioni, autoparcheggi) o localizzazione, sono soggetti a questa sollecitazione di tipo fisico.

Se la struttura è sottoposta a ripetuti **cicli di gelo e disgelo** l'aumento di volume dell'acqua esercita una forte azione meccanica sulla pasta cementizia e, di conseguenza, provoca un progressivo deterioramento che si evidenzia con uno sbriciolamento del calcestruzzo in superficie.

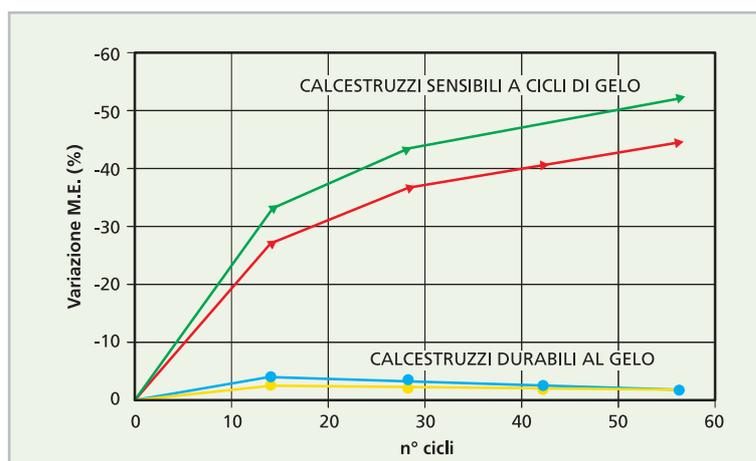
Un'adeguata formulazione del calcestruzzo che prevede bassi rapporti acqua/cemento, un'attenta selezione degli aggregati e la presenza di agenti aeranti, consente di contrastare il degrado che può essere indotto da questo tipo di sollecitazione, assicurando una durabilità delle strutture coerente con la loro destinazione d'uso.

Le miscele della serie **XF** sono state formulate sulla base delle considerazioni sopra esposte, integrando le indicazioni delle Linee Guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, con l'esperienza Calcestruzzi.

Anche per queste miscele la scelta della classe di consistenza assume particolare importanza soprattutto per le strutture a grado elevato di saturazione d'acqua.

Si consiglia di impiegare, quindi, calcestruzzi con **Slump S5**.

Grafico 1. Il degrado di un calcestruzzo soggetto ai cicli di gelo e disgelo viene misurato attraverso l'abbattimento del Modulo Elastico nel corso delle prove. I calcestruzzi soggetti al gelo, raggiungono anche dopo alcuni cicli, abbattimenti del 50÷60%. Come si vede dal diagramma i calcestruzzi durabili al gelo non subiscono abbattimento del Modulo Elastico per la presenza di agenti aeranti nella loro composizione.



Attacco chimico

DCK FLUICAL XA

Ambiente	Tipologia struttura	Riferimenti normativi *			Prodotto
		Rapporto max A/C	Contenuto min. cemento (Kg/Mc)	Resistenza caratteristica min. Rck (N/mm ²)	
Aggressività debole	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	300	37	DCK FLUICAL XA1
Aggressività moderata	Elementi strutturali o pareti a contatto con terreni aggressivi	0,50	320	37-40	DCK FLUICAL XA2
Aggressività forte ⁽¹⁾	Elementi strutturali o pareti a contatto con acque industriali fortemente aggressive.	0,45	350	45	DCK FLUICAL XA3
⁽¹⁾ Per condizioni particolarmente aggressive (fonte Tab. 9 LL.GG.)		0,40	370	45	XA3

* Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Le miscele di calcestruzzo della serie **XA** sono state formulate per prevenire gli **attacchi da parte di agenti chimici "aggressivi"**, quali solfati, acidi inorganici, ecc. derivanti quasi sempre da scarichi industriali.

La formulazione standard, in conformità a quanto raccomandato dalle Linee Guida del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici, fa riferimento a tre diversi livelli di "aggressività" come meglio specificato nella Tabella 9 (LL.GG.) qui di seguito richiamata.

Agente aggressivo nelle acque	Grado di attacco		
	Debole	Moderato	Forte
pH	6,5-5,5	5,5-4,5	4,5-4,0
CO ₂ aggressiva (mg CO ₂ /l)	15-30	30-60	60-100
Ioni ammonio (mg NH ₄ ⁺ /l)	15-30	30-60	60-100
Ioni magnesio (mg MG ²⁺ /l)	100-300	300-1.500	1.500-3.000
Ioni solfato (mg SO ₄ ²⁻ /l)	200-600	600-3.000	3.000-6.000
Agente aggressivo nel terreno	Debole	Moderato	Forte
Ioni solfato (mg SO ₄ ²⁻ /kg di terreno seccato all'aria)	2.000-6.000	6.000-12.000	> 12.000

Data la disomogeneità delle condizioni reali, che possono essere presenti nel sito dove dovrà essere realizzata la struttura, è opportuno procedere ad un esame preliminare delle sostanze presenti nei terreni e/o liquidi con cui sarà a contatto la struttura, in modo da integrare, in base all'esperienza Calcestruzzi, le formulazioni base con una più mirata scelta dei componenti la miscela.

Per non pregiudicare durante la fase di getto le prestazioni potenziali delle miscele progettate, si raccomanda una formulazione con **Slump S5**.

Corrosione indotta dai cloruri dell'acqua di mare

DCK FLUICAL XS

Ambiente	Tipologia struttura	Riferimenti normativi *			Prodotto
		Rapporto max A/C	Contenuto min. cemento (Kg/Mc)	Resistenza caratteristica min. Rck (N/mm ²)	
Esposizione alla salsedine marina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture sulla costa o in prossimità	0,50	320	37-40	DCK FLUICAL XS1
Sommerse	Parti di strutture marine completamente sommerse in acqua	0,45	350	45	DCK FLUICAL XS2
Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea ⁽¹⁾	Parti di strutture marine esposte alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed alle onde del mare	0,45	350	45	DCK FLUICAL XS3
⁽¹⁾ Per condizioni di bagnasciuga (fonte Tab. 9 LL.GG.)		0,40	370	45	XS3

* Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

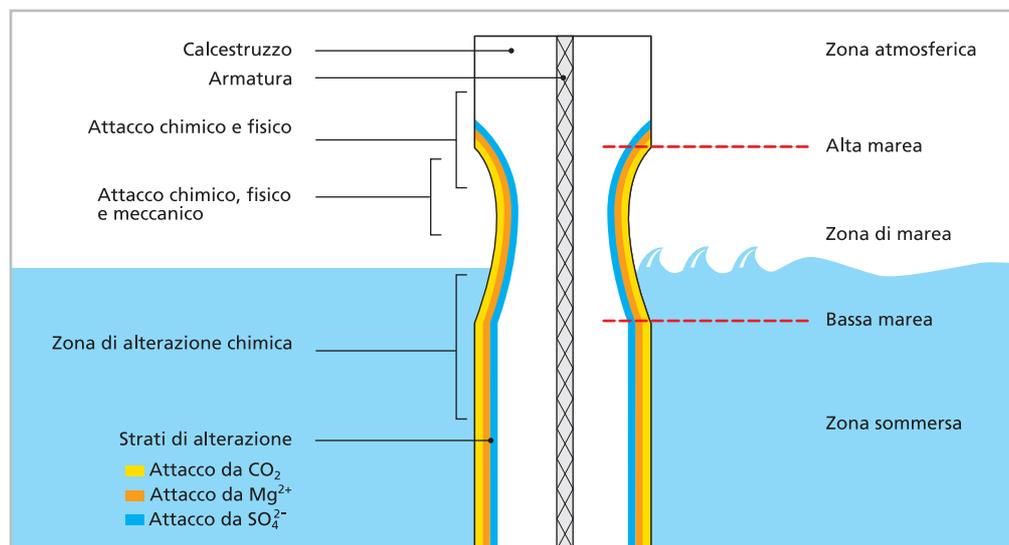
La corrosione delle armature indotte dai cloruri dell'acqua di mare è un fenomeno largamente diffuso in un paese come l'Italia, dove la maggior parte delle costruzioni sono in prossimità delle coste e quindi esposte alla salsedine. Opere significative sono soggette a spruzzi d'acqua di mare e, di conseguenza, sono esposte ad attacchi particolarmente critici per l'alternarsi di cicli umido-asciutto.

Per assicurare alle strutture, che si trovano ad operare in simili condizioni, una corretta durabilità, in rapporto alle funzioni che devono svolgere, le Linee Guida del Consiglio Superiore del Ministero dei Lavori Pubblici prescrivono che le miscele siano formulate con un basso rapporto acqua/cemento ed una resistenza caratteristica non inferiore a 40 N/mm².

Calcestruzzi, in aggiunta a queste prescrizioni minime, ha formulato le sue miscele facendo particolare attenzione alla scelta dei leganti, nonché degli aggregati, in modo da minimizzare gli effetti degradanti che possono essere connessi con l'attacco da parte di sali contenuti nell'acqua di mare, sia sulle armature che sulla pasta cementizia.

Per questo tipo di miscele si ritiene indispensabile l'utilizzo di formulazione con **Slump S5**.

Disegno 1. La figura mette in evidenza le criticità di una struttura parzialmente immersa in acqua di mare: attacco chimico-fisico operato dalla CO₂ e dai sali presenti nell'acqua di mare, attacco chimico-fisico-meccanico operato dall'urto delle onde sulla struttura e dagli strati di alterazione chimica nel calcestruzzo.



Corrosione indotta da cloruri

DCK FLUICAL XD

Ambiente	Tipologia struttura	Riferimenti normativi *			Prodotto
		Rapporto max A/C	Contenuto min. cemento (Kg/Mc)	Resistenza caratteristica min. Rck (N/mm ²)	
Umidità moderata	Superfici esposte a spruzzi diretti d'acqua contenente cloruri	0,55	300	37	DCK FLUICAL XD1
Bagnato raramente secco	Parti di struttura di contenimento liquidi, fondazioni	0,50	320	37-40	DCK FLUICAL XD2
Ciclicamente secco e bagnato ⁽¹⁾	Elementi strutturali soggetti direttamente agli agenti disgelanti	0,45	350	45	DCK FLUICAL XD3

* Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Le miscele dei calcestruzzi DCK FLUICAL della serie **XD** sono state formulate per fornire, oltre alla prestazione meccanica indicata dal Progettista, anche una protezione delle armature contro i rischi connessi con il possibile **attacco** da parte dei **cloruri** (calcio e sodio).

Le materie prime impiegate, il dosaggio, e la loro composizione è stata definita tenendo presente non solo le indicazioni fornite dalle Linee Guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ma anche la particolare criticità di questo tipo di aggressione chimica ed il diverso grado di protezione che è possibile ottenere attraverso un'adeguata scelta dei leganti cementizi.

In relazione alla particolare aggressività degli ambienti, per i quali sono state studiate queste miscele, si ritiene indispensabile un utilizzo di formulazioni con **Slump S4**, preferibilmente **S5**, per evitare che problemi collegati con la realizzazione dei getti possano compromettere la validità delle scelte progettuali.

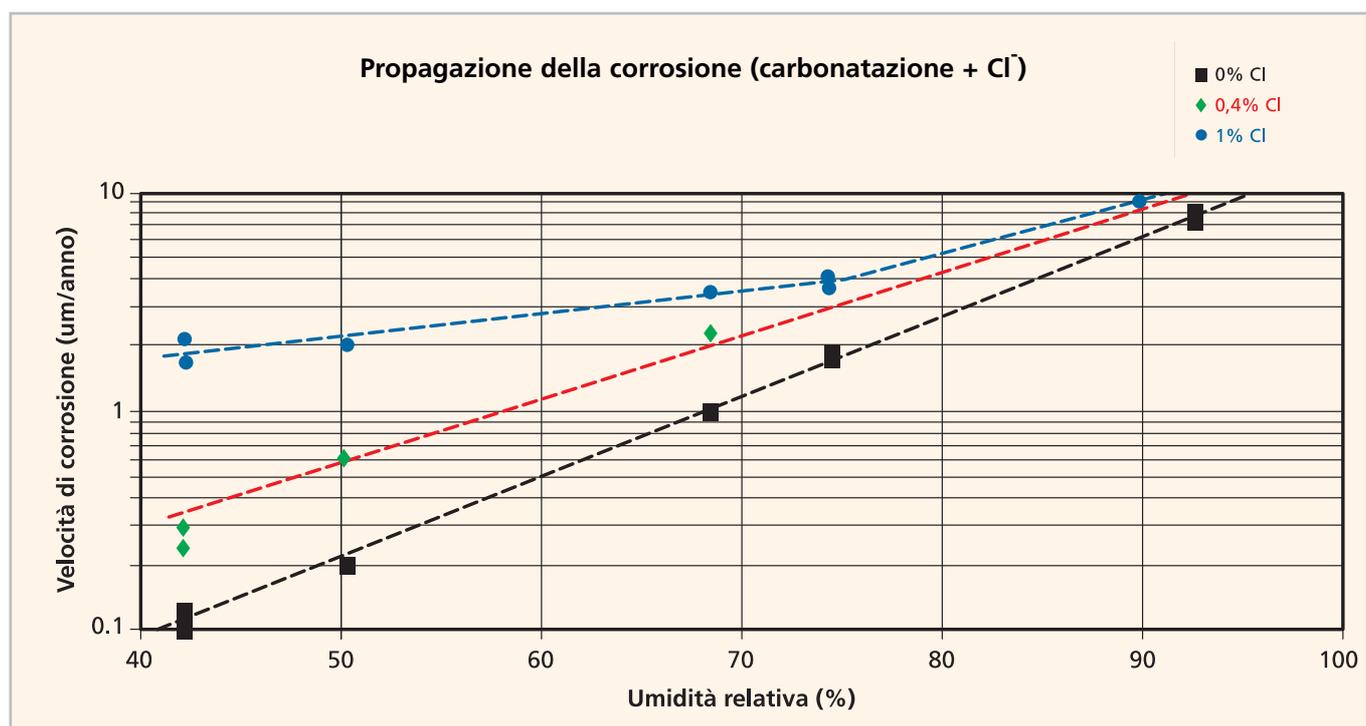
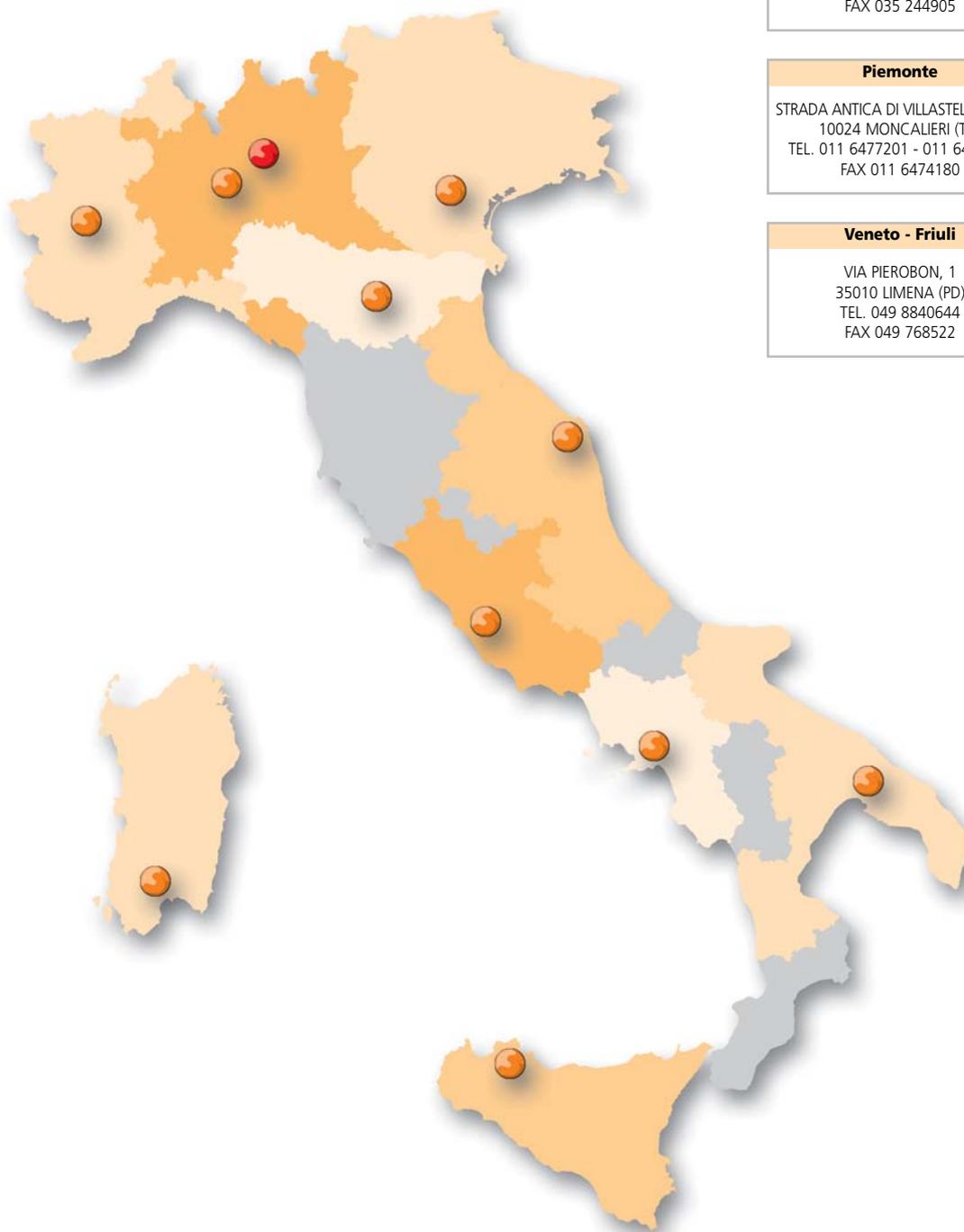


Grafico 2. Il processo di corrosione delle armature è tanto più accentuato quanto maggiore è la percentuale di umidità presente nell'ambiente nonché di cloruri (espressi come percentuale sul peso di cemento).

Rete operativa



Sede Legale	Direzione
VIA CAMOZZI, 124 24121 BERGAMO TEL. 035 396111 FAX 035 244905	VIA S. BERNARDINO, 149/A 24126 BERGAMO TEL. 035 4167111 FAX 035 4167046

Piemonte
STRADA ANTICA DI VILLASTELLONE, 28 10024 MONCALIERI (TO) TEL. 011 6477201 - 011 6477200 FAX 011 6474180

Lombardia-Piemonte Est
VIA MARCONI, 2/4 20020 ARESE (MI) TEL. 02 9384053 - 02 9384054 02 9384055 FAX 02 93581160 - 02 93589201

Veneto - Friuli
VIA PIEROBON, 1 35010 LIMENA (PD) TEL. 049 8840644 FAX 049 768522

Emilia
VIA CAVE MONTORSI, 27 41010 SAN DAMASO (MO) TEL. 059 469643 FAX 059 469708

Romagna-Marche-Abruzzo-Umbria
VIA GIOLITTI, 27 60022 CASTELFIDARDO (AN) TEL. 071 7819200 - 071 7819907 FAX 071 7819696

Lazio
VIALE OCEANO ATLANTICO, 198 EUR 00144 ROMA TEL. 06 5422851 - FAX 06 5923235 TEL. 06 5919201 - FAX 06 5913833

Campania
VIA NAZIONALE DELLE PUGLIE, 10 LOCALITÀ SALICE 80013 CASALNUOVO DI NAPOLI (NA) TEL. 081 5224532 / 195 - 081 5225435 FAX 081 5224531

Puglia
VIA PIERO DELLA FRANCESCA, 13 74100 TARANTO TEL. 099 4716114 - 099 4716134 099 4716187 FAX 099 4760106

Sicilia
VIA V. DUCROT, 17 ZONA INDUSTRIALE BRANCACCIO 90124 PALERMO TEL. 091 6213888 / 942 / 998 / 379 FAX 091 391762

Sardegna
VIALE MARCONI, 742 09045 QUARTU S. ELENA (CA) TEL. 070 811478 - 070 825964 FAX 070 825963

www.calcestruzzi.it

Società Controllate o Partecipate

Cemencal
VIA S. BERNARDINO, 149/A 24126 BERGAMO TEL. 035 4167111 FAX 035 4167046

Speedybeton
VIA PADOVA, 8/A 00040 POMEZIA (RM) TEL. 06 9122505 - 06 9122508 06 9122507 - 06 9122508 FAX 06 9105740

E.I.C.A.
LOCALITÀ VOCABOLO MISCIANO 06046 NORCIA (PG) TEL. 0743 816134 FAX 0743 816134

Monviso
REGIONE FALE' 12030 CASALGRASSO (CN) TEL. 011 975133 - 011 975134 FAX 011 975108