

PROGETTO DEFINITIVO MARINA DI MARSALA FUTURO PIANO REGOLATORE PORTUALE



Tav.	Stato Progetto	DEFINITIVO	Rev.	Data	Sett. 2011	Scala
------	----------------	------------	------	------	------------	-------

MM

Descrizione

**Relazione di Calcolo Strutturale e Geotecnico
Banchine Molo Colombo e Molo di Ponente**

M.01

Committente

M.Y.R. Marsala Yachting Resort S.r.l.
Via Favara 452/c bis- T. +39 0923 722319

myR
Marsala Yachting Resort

Capo Progetto e Marina Designer

Ing. Massimo Ombra

Ordine degli Ing. della Provincia di Trapani n°1046

Timbro e Firma



Progettisti

Coordinamento gruppo di progettazione:

Ing. Francesco Di Noto

Progettazione Architettonica:

Arch. Stefania Bacci

Progettazione Architettonica:

Itinerlab Srl - Architetti Nuzzo

Ingegneria marittima / civile e studi ambientali:

Ing. Antonio D'Arrigo

Collaborazioni

Opere marittime:

Ing. Agostino La Rosa

Analisi strutturali e geotecniche:

Ing. Nicola Rustica

Impianti idrici:

Ing. Giovanni Berbiglia

Impianti elettrici e di illuminazione:

Ing. Pietro Inferrera / Ing. Massimo Brancatelli

Aspetti ambientali:

Ing. Domenico Mangano

Studi geologici e geotecnici:

Dott. Piero Merk Ricordi

REGIONE SICILIANA



COMUNE DI MARSALA

Provincia di Trapani



PROGETTO DEL PORTO TURISTICO

Marina di Marsala

Committente: M.Y.R. Marsala Yachting Resort S.r.l

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E GEOTECNICO DELLE STRUTTURE DI BANCHINA DEL MOLO COLOMBO

INDICE

INDICE	2
1. GENERALITÀ	1
1.1. PREMESSA	1
1.2. NORMATIVA ADOTTATA	4
1.3. MATERIALI ADOTTATI	4
1.4. RELAZIONI DI RIFERIMENTO	5
2. VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO	6
2.1. PREMESSA	6
2.2. GEOMETRIA, PESO E GALLEGGIAMENTO CASSONI TIPO B2	8
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	11
3.1. PREMESSA	11
3.2. SONDAGGI GEOGNOSTICI	11
3.3. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SPT	13
3.4. INDAGINI GEOFISICHE E CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO AI FINI SISMICI.....	14
3.5. PROVE DI LABORATORIO	15
3.6. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI TERRENI	19
4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	20
4.1. AZIONI SISMICHE.....	20
4.2. STATI LIMITE	22
4.3. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	24
4.4. VITA NOMINALE	26
4.5. CLASSI E COEFFICIENTE D'USO	26
4.6. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	27
4.7. DATI DI PROGETTO.....	27
4.8. DETERMINAZIONE DELLE AZIONI SISMICHE DI RIFERIMENTO	28
5. CALCOLO GEOTECNICO DELLE BANCHINE A CASSONI	31
5.1. PREMESSA	31
5.2. AZIONI.....	31
5.2.1. PESO PROPRIO E CARICO PERMANENTE DEL MANUFATTO.....	32
5.2.2. PRESSIONI E SOTTOPRESSIONI IDROSTATICHE	33
5.2.3. SOVRACCARICO SUL MASSICCIO DI BANCHINA	33
5.2.4. AZIONI DEL MOTO ONDOSO.....	33
5.2.5. SPINTA STATICA DEL TERRAPIENO	36
5.2.6. INCREMENTO DI SPINTA SISMICA DEL TERRAPIENO	37
5.2.7. INCREMENTO DI SPINTA IDRAULICA PER PRESENZA DEL SISMA	38
5.2.8. TIRO ALLA BITTA.....	38
5.2.9. AZIONI DI CALCOLO PER I CASSONI TIPO B2	39
5.3. COMBINAZIONI DI VERIFICA	46
5.4. VERIFICHE SLU CASSONI TIPO B2.....	48
5.4.1. SLU STATICI – AZIONE VARIABILE FONDAMENTALE Q_{k1}	48
5.4.2. SLU STATICI – AZIONE VARIABILE FONDAMENTALE Q_{k2}	53
5.4.3. SLU STATICI – AZIONE VARIABILE FONDAMENTALE Q_{k3} (CAVO).....	58
5.4.4. SLU SISMICI (+).....	63

1. GENERALITÀ

1.1. PREMESSA

La presente relazione si riferisce al calcolo strutturale e geotecnico delle strutture di banchina in cassoni cellulari prefabbricati da realizzarsi in corrispondenza del Molo Colombo nell'ambito del **“Progetto del Porto Turistico Marina di Marsala”**.

La necessità di adeguare le strutture di banchina esistenti alla nuova configurazione portuale di progetto comporta la realizzazione di banchinamenti su cassoni cellulari prefabbricati in c.a., con particolare riferimento alle seguenti opere:

- OPERA 1: PROLUNGAMENTO MOLO DI LEVANTE

- 1b) tratto terminale del banchinamento del Molo di Levante per gli attracchi RO-RO e RO-RO Cargo, realizzato con n.ro 9 Cassoni cellulari di Tipo A privi di mantellata, aventi le seguenti caratteristiche:

Tipo A1 Altezza complessiva:	7,50 ml
Lunghezza fusto:	17,70 ml
Larghezza fusto:	9,45 ml
Mensole di fondazione:	su entrambi i lati
Celle interne:	5*3 (fila interna forata)
Profondità di imbasamento:	-7,00 ml

Tipo A2 Altezza complessiva:	7,50 ml
Lunghezza fusto:	17,70 ml
Larghezza fusto:	9,45 ml
Mensole di fondazione:	sul solo lato interno
Celle interne:	5*3 (fila interna forata)
Profondità di imbasamento:	-7,00 ml

Tipo A3 Altezza complessiva:	7,50 ml
Lunghezza fusto:	17,70 ml
Larghezza fusto:	9,45 ml
Mensole di fondazione:	sul solo lato esterno

Celle interne: 5*3 (nessuna fila forata)
Profondità di imbasamento: -7,00 ml

1c) tratto intermedio del banchinamento del Molo di Levante per gli attracchi RO-RO e RO-RO Cargo, realizzato con due file parallele di n.ro 6 Cassoni cellulari di Tipo B1 (rivolti verso l'esterno del porto) e di Tipo B2 (rivolti verso l'interno) disposti in allineamento, privi di mantellata e chiusi in testa con n.ro 2 cassoni di Tipo B3. Il volume ricompreso tra i cassoni cellulari sarà colmato con materiale proveniente dal dragaggio. I cassoni sopra indicati avranno le seguenti caratteristiche:

Tipo B1 Altezza complessiva: 7,50 ml
Lunghezza fusto: 17,70 ml
Larghezza fusto: 6,45 ml
Mensole di fondazione: sul solo lato esterno
Celle interne: 5*2 (nessuna fila forata)
Profondità di imbasamento: -7,00 ml

Tipo B2 Altezza complessiva: 7,50 ml
Lunghezza fusto: 17,70 ml
Larghezza fusto: 6,45 ml
Mensole di fondazione: sul solo lato interno
Celle interne: 5*2 (fila interna forata)
Profondità di imbasamento: -7,00 ml

Tipo B3 Altezza complessiva: 7,50 ml
Lunghezza fusto: 10,80 ml
Larghezza fusto: 6,45 ml
Mensole di fondazione: assenti
Celle interne: 3*2 (fila interna forata)
Profondità di imbasamento: -7,00 ml

1d) tratto di radice del banchinamento del Molo di Levante per l'attracco di aliscafi e minicrociere realizzato in allargamento

del tratto di testa dell'attuale molo di Levante, previa parziale demolizione delle strutture esistenti, attraverso la collocazione di cassoncini prefabbricati impilabili in c.a. di Tipo C1, aventi le seguenti caratteristiche:

Tipo C1 Altezza complessiva:	5,50 ml
Lunghezza fusto:	6,35 ml
Larghezza fusto:	3,80 ml
Mensole di fondazione:	su entrambi i lati
Celle interne:	2*1 (forate)
Profondità di imbasamento:	-5,00 ml

- OPERA 2: RETTIFICA TESTATA DEL MOLO COLOMBO

2a) Rettifica del tratto di testata del Molo Colombo realizzata con n.ro 6 Cassoni cellulari di Tipo B2, aventi le stesse caratteristiche degli omologhi cassoni relativi all'opera 1c.

- OPERA 3: REALIZZAZIONE DELLA DARSENA POLIFUNZIONALE

Darsena di forma pseudocircolare realizzata con n.ro 41 cassoncini prefabbricati forati a cella singola di Tipo C2 disposti radialmente, raccordati con le strutture di banchina esistenti attraverso banchine a massi e n.ro 9 cassoncini prefabbricati a due celle di Tipo C3. I cassoncini previsti per la Darsena Polifunzionale hanno nel dettaglio le seguenti caratteristiche:

Tipo C2 Altezza complessiva:	3,00 ml
Lunghezza fusto:	3,35 ml
Larghezza fusto:	variabile (3,60÷4,00 ml)
Mensole di fondazione:	sul solo lato interno
Celle interne:	1 (forata)
Profondità di imbasamento:	-2,50 ml

Tipo C3 Altezza complessiva:	4,00 ml
Lunghezza fusto:	6,35 ml

Larghezza fusto:	3,80 ml
Mensole di fondazione:	sul solo lato interno
Celle interne:	2*1 (forate)
Profondità di imbasamento:	-3,50 ml

Si prevede lo zavorramento in opera dei cassoni con un riempimento in materiale inerte sciolto delle celle non forate e, per un'altezza parziale, anche delle celle dotate di pareti forate per lo smorzamento del moto ondoso.

Una volta eseguito lo zavorramento dei cassoni si procederà alla realizzazione di un massiccio in c.a. sormontato, dove previsto, da un muro paraonde avente quota massima di +3.00 m s.l.m.m.

Non si prevede di mantellare alcuno dei cassoni in progetto, e pertanto il comportamento nei confronti del moto ondoso sarà quello di diga a parete verticale.

Nella presente relazione si riportano i calcoli relativi alle strutture in cassoni cellulari previste per la sola **rettifica del Molo Colombo (B2)**, rimandando ad altre relazioni specialistiche i calcoli delle altre strutture sopra elencate.

1.2. **NORMATIVA ADOTTATA**

Per quanto di seguito riportato si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- **D.M. 14.Gen.2008** Norme Tecniche sulle Costruzioni
- **Circ. 02.Feb.2009 n.ro 617** Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.Gen.2008

1.3. **MATERIALI ADOTTATI**

Nei calcoli si sono adottati materiali con le seguenti caratteristiche:

Classe del calcestruzzo	C35/45
Resistenza cilindrica caratteristica a compr.	$f_{ck} =$ 350 kg/cmq
Resistenza cubica caratteristica a compr.	$R_{ck} =$ 450 kg/cmq
Resistenza cilindrica media a compr.	$f_{cm} =$ 430 kg/cmq

Modulo elastico longitudinale	$E =$	340771 kg/cmq
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	32,10 kg/cmq
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	22,47 kg/cmq
Res. Tang. Caratteristica di aderenza	$f_{bk} =$	50,56 kg/cmq
Coeff. Carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85
Coeff. Parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	198,33 kg/cmq
Resistenza a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} =$	14,98 kg/cmq
Acciaio tipo B450 C	$f_{yk} =$	4500,00 kg/cmq
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15
Resistenza di calcolo dell'acciaio	$f_{vd} =$	3913,04 kg/cmq
Resistenza tang. aderenza di calcolo	$f_{bd} =$	33,70 kg/cmq
Rest. aderenza sovr. in zona tesa	$f'_{bd} =$	22,47 kg/cmq

1.4. RELAZIONI DI RIFERIMENTO

- [1] AP R.06 - Inquadramento idrogeologico, geologico e geotecnico
- [2] AP R.07 - Aggiornamento e riorganizzazione dell'area portuale di Marsala - Progetto Definitivo, Piano di indagine geognostica, Piano di caratterizzazione ambientale – Relazione Tecnica
- [3] AP R.03 - Studio del moto ondoso sotto costa
- [4] AP R.08 - Relazione Geotecnica

2. VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO

2.1. PREMESSA

La progettazione di un cassone richiede la verifica a galleggiamento del manufatto, al fine di permetterne il sicuro trasferimento dal cantiere al luogo di affondamento.

Com'è noto, quando la spinta di Archimede è in grado di equilibrare il peso totale di un corpo immerso, il corpo galleggia. Ogni piano che distacca dal corpo un volume di liquido di peso uguale a quello del corpo stesso dicesi piano di galleggiamento e la sezione prodotta nel galleggiante, sezione di galleggiamento. Carena è il volume distaccato dal corpo dalla sezione di galleggiamento e centro di carena o di spinta il suo centro di gravità.

L'equilibrio di un galleggiante è assicurato quando le forze agenti su di esso (peso e spinta), in seguito ad uno spostamento, tendono a riportarlo nella posizione originaria. L'equilibrio è quindi indifferente sia a traslazioni orizzontali sia a rotazioni attorno ad assi verticali, mentre per rotazioni attorno ad assi orizzontali occorre che il baricentro si trovi al di sotto del centro di carena, affinché si generi una coppia di richiamo (stabilizzante).

Tuttavia anche nel caso in cui il baricentro si trovi al di sopra del centro di carena la stabilità è garantita purché la distanza metacentrica, definita come la distanza tra il baricentro e il punto d'intersezione con l'asse baricentrico della verticale condotta per il centro di carena, in conseguenza di una rotazione infinitesima del piano di galleggiamento, sia positiva. La distanza metacentrica è data dalla relazione (fig. 1)

$$d = (I/V) - e$$

dove:

- I = momento d'inerzia minimo della sezione di galleggiamento rispetto all'asse baricentrico;
- V = volume di carena;
- I/V = distanza tra metacentro e centro di carena;
- e = distanza tra baricentro e centro di carena.

Per l'equilibrio occorre dunque verificare che le quote Z_m del metacentro e Z_g del baricentro del cassone, valutate rispetto al piano di base del cassone, soddisfino alla condizione:

$$Z_m \geq Z_g$$

Ovvero:

$$Z_c + (I/V) \geq Z_g$$

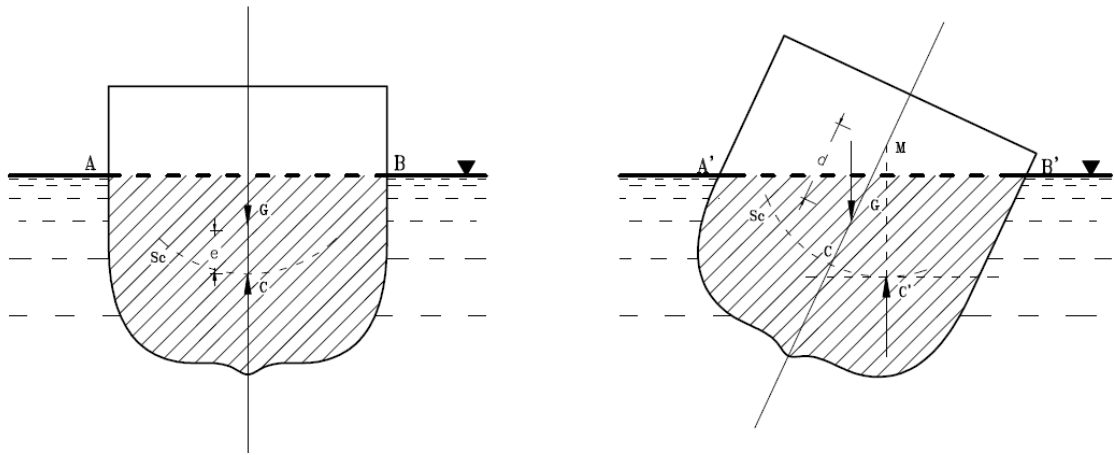


Figura 1

I calcoli relativi alla verifica di stabilità durante la fase di galleggiamento sono riportati nei paragrafi seguenti per tutte le tipologie di cassone che saranno realizzate fuori opera e trasportati via mare, ovvero i cassoni tipo B2.

In particolare, di seguito sono sintetizzate le grandezze caratteristiche che descrivono la modalità di galleggiamento, ovvero l'eventuale presenza di zavorra equilibrante (materiale ed altezza) per quelli non simmetrici (asimmetrie nelle mensole di base, nello spessore delle pareti, ecc.), di zavorra stabilizzante per migliorare la sicurezza in fase di trasporto via mare con le rispettive altezze metacentriche che, per il rispetto di suddette condizioni di sicurezza, devono risultare maggiori di 0,50 ml, ed infine il franco affiorante ed il corrispondente pescaggio al trasporto:

▪ Tipo B2	$h_{equil} = 0,382$ ml	zavorra equilibrante in cls ciclopico
	$h_{stab} = 0,000$ ml	zavorra stabilizzante in cls ciclopico
	$Z_m - Z_g = 0,64$ ml $\geq 0,50$ ml	altezza metacentrica al trasporto
	$H_{aff} = 1,708$ ml	franco affiorante al trasporto
	$H_{pesc} = 5,792$ ml	pescaggio al trasporto

Dalle risultanze dei calcoli di galleggiamento dei cassoni risulta che questi sono in grado di navigare in condizioni di stabilità ($Z_m - Z_g \geq 0,50$), che necessitano di zavorre equilibranti a causa delle mensole di base asimmetriche e che non necessitano di zavorra stabilizzante.

2.2. GEOMETRIA, PESO E GALLEGGIAMENTO CASSONI TIPO B2

γ_w	=	1,026 ton/mc	(peso specifico acqua marina)
γ_{ca}	=	2,450 ton/mc	(peso specifico c.a.)
γ_{zav}	=	2,380 ton/mc	(peso specifico zavorre)
γ_{cel}	=	1,800 ton/mc	(peso specifico materiale di riempimento celle)
γ'_{ca}	=	1,424 ton/mc	(peso specifico immerso c.a.)
γ'_{zav}	=	1,354 ton/mc	(peso specifico zavorre)
γ'_{cel}	=	0,774 ton/mc	(peso specifico immerso riempimento)

- Caratteristiche geometriche del cassone

B_1	=	17,70 ml	(base cassone in direzione X)
B_2	=	7,45 ml	(base cassone in direzione Y)
B_{3min}	=	17,70 ml	(fusto cassone in direzione X)
B_{3max}	=	6,45 ml	(fusto cassone in direzione Y)
B_{4sx}	=	0,00 ml	(profondità mensola disposta a sinistra)
B_{4dx}	=	0,00 ml	(profondità mensola disposta a destra)
B_{4inf}	=	0,00 ml	(profondità mensola disposta in basso)
B_{4sup}	=	1,00 ml	(profondità mensola disposta in alto)
B_5	=	0,55 ml	(profondità sbalzo massiccio)
B_6	=	0,00 ml	(larghezza piede muro paraonde)
B_7	=	0,00 ml	(larghezza testa muro paraonde)
H_1	=	7,50 ml	(altezza complessiva cassone)
H_2	=	0,80 ml	(altezza min massiccio)
H_3	=	0,00 ml	(altezza muro paraonde)
H_4	=	6,90 ml	(altezza celle)
H_5	=	4,00 ml	(altezza riemp. parziale celle)
h_1	=	7,00 ml	(profondità imbasamento cassone)
h_2	=	1,30 ml	(quota mantellata sul l.m.m.)
h_3	=	2,40 ml	(profondità riempimento parziale celle)
h_4	=	0,50 ml	(altezza emersa cassone)
s_{1X}	=	0,25 ml	(spessore setti interni in dir. X)
s_{1Y}	=	0,25 ml	(spessore setti interni in dir. Y)
s_{2inf}	=	0,35 ml	(spessore parete esterna lungo X in basso)
s_{2sup}	=	0,35 ml	(spessore parete esterna lungo X in alto)
s_{3sx}	=	0,35 ml	(spessore parete esterna lungo Y a sinistra)
s_{3dx}	=	0,35 ml	(spessore parete esterna lungo Y a destra)
s_4	=	0,60 ml	(spessore fondo)
s_5	=	0,20 ml	(spessore smussi)
N_f	=	2	(n.ro di file di celle lungo X)
N_c	=	5	(n.ro di celle per fila)
N_{Xpr}	=	1	(n.ro di file con riemp. parziale lungo X)
N_{Ypr}	=	0	(n.ro di colonne con riemp. parziale lungo Y)
N_{tot}	=	10	(n.ro totale di celle)

n_X	=	1	(n.ro di setti interni lungo X)
n_Y	=	4	(n.ro di setti interni lungo Y)
D_{xm}	=	3,20 ml	(dimensione media delle celle in direzione X)
D_{ym}	=	2,75 ml	(dimensione media delle celle in direzione Y)
D_{xc}	=	3,20 ml	(dimensione delle celle centrali in direzione X)
D_x	=	3,20 ml	(dimensione delle altre celle in direzione X)
D_{yc}	=	2,75 ml	(dimensione delle celle centrali in direzione Y)
D_y	=	2,75 ml	(dimensione delle altre celle in direzione Y)

- Direzione delle azioni esterne in esercizio

DIR_G	=	Y	(direzione di calcolo per la verifica al galleggiamento)
DIR_E	=	Y	(direzione di calcolo per le verifiche globali)

- Determinazione dei pesi e dei carichi permanenti

G_{1RC}	=	541,51 ton	(peso riempimento celle non forate)
G_{1RP}	=	313,92 ton	(peso riempimento parziale celle forate)
G_{1P}	=	455,84 ton	(peso pareti)
G_{1F}	=	193,84 ton	(peso del fondo)
G_1	=	1 505,12 ton	(peso proprio del cassone)
YG_{1RC}	=	4,73 ml	(ordinata dal bordo superiore di G_{1RC})
YG_{1RP}	=	1,73 ml	(ordinata dal bordo superiore di G_{1RP})
YG_{1P}	=	4,23 ml	(ordinata dal bordo superiore di G_{1P})
YG_{1F}	=	3,73 ml	(ordinata dal bordo superiore di G_{1F})
YG_1	=	3,82 ml	(ordinata dal bordo superiore di G_1)
$Y'G_{1RC}$	=	2,73 ml	(ordinata dal bordo inferiore di G_{1RC})
$Y'G_{1RP}$	=	5,73 ml	(ordinata dal bordo inferiore di G_{1RP})
$Y'G_{1P}$	=	3,23 ml	(ordinata dal bordo inferiore di G_{1P})
$Y'G_{1F}$	=	3,73 ml	(ordinata dal bordo inferiore di G_{1F})
$Y'G_1$	=	3,63 ml	(ordinata dal bordo inferiore di G_1)
G_{2PM}	=	242,84 ton	(peso massiccio)
G_{2PP}	=	0,00 ton	(peso muro paraonde)
G_{2P}	=	242,84 ton	(carichi permanenti)
YG_{2PM}	=	3,95 ml	(ordinata dal bordo superiore di G_{2PM})
YG_{2PP}	=	0,00 ml	(ordinata dal bordo superiore di G_{2PP})
YG_{2P}	=	3,95 ml	(ordinata dal bordo superiore di G_{2P})
$Y'G_{2PM}$	=	3,50 ml	(ordinata dal bordo inferiore di G_{2PM})
$Y'G_{2PP}$	=	0,00 ml	(ordinata dal bordo inferiore di G_{2PP})
$Y'G_{2P}$	=	3,50 ml	(ordinata dal bordo inferiore di G_{2P})

GALLEGGIAMENTO CASSONE VUOTO

	V (m ³)	Pesi (ton)	xg	yg	zg
Piastra di base	68,50	167,82	8,85	3,23	0,30
Parete perimetrale di testa sinistra	13,89	34,02	0,18	3,23	4,05
Parete perimetrale di testa destra	13,89	34,02	17,53	3,23	4,05
Parete perimetrale long. inferiore	42,75	104,73	8,85	0,18	4,05
Parete perimetrale long. superiore	42,75	104,73	8,85	6,28	4,05
Setti longitudinali	29,33	71,85	8,85	3,23	4,05
Setti trasversali	37,95	92,98	8,85	3,23	4,05
Smussi	5,52	13,52	8,85	3,23	4,05
Mensola lato maggiore - sx/inf)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Mensola lato maggiore - dx/sup)	10,62	26,02	8,85	6,95	0,30
Mensola lato minore - sx/inf)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Mensola lato minore - dx/sup)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Cassaforma	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Zavorra equil. sul lato maggiore	15,67	37,30	8,85	1,73	0,78
Zavorra equil. sul lato minore	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Zavorra stabilizzante in cls	0,00	0,00	8,85	3,23	0,60
Peso del cassone (ton)	280,85	686,99	8,85	3,28	2,81

G
Baricentro Cassone

Xg = 8,85	m
Yg = 3,28	m
Zg = 2,81	m

C
Centro di Spinta Cassone

Xc = 8,85	m
Yc = 3,28	m
Zc = 2,84	m

Cond. di equilibrio di Archimede (P-II =0)	0,000	
h zavorra equilibrante sul lato maggiore	0,359	m
h zavorra equilibrante sul lato minore	0,000	m
h zavorra stabilizzante in tutte le celle	0,000	m
Pescaggio Cassone	5,772	m
Franco affiorante	1,728	m
Mom. d'inerzia min. sez. di gallegg.	Ix = 395,80	m ⁴
Volume di Carena	V = 669,58	m ³
Z Metacentro Cassone	Zm = 3,44	m
Distanza metacentrica	d = Zm-Zg = 0,62	m

La stabilità del galleggiamento del cassone vuoto è verificata.

Il cassone non necessita di zavorra aggiuntiva per il trasporto in sicurezza.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

3.1. PREMESSA

La caratterizzazione dei terreni, meglio elaborata nella Relazione Geotecnica [4] è stata eseguita sulla base delle indagini eseguite e riportate nelle relazioni [1] e [2]. La campagna di indagini si è articolata mediante l'esecuzione di n.ro 7 sondaggi meccanici a carotaggio continuo. sono stati eseguiti nel corso delle indagini dei campionamenti ambientali su otto aree distribuite nello specchio acqueo del Porto di Marsala.

I carotaggi sono stati eseguiti con una sonda idraulica a rotazione a carotaggio continuo con una profondità di investigazione da 10.00 m a 36.00 m misurata dal piano a quota batimetrica per i sondaggi eseguiti a mare e da boccaforo per i sondaggi eseguiti a terra. Nel corso dei sondaggi sono state eseguite delle prove penetrometriche dinamiche SPT e sono stati prelevati campioni indisturbati con cimpionatore tipo Schelby. I campioni sono stati successivamente portati in laboratorio delle terre per le analisi fisiche e meccaniche.

Le prove penetrometriche SPT sono state eseguite con campionatore Raymond utilizzando la punta conica. Il dispositivo di battuta impiegato è il maglio standard del peso do 63.5 kg con volata di 760 mm con dispositivo di sganciamento automatico tipo Pilcon. Per il collegamento tra il maglio ed in campionatore sono state utilizzate aste del diametro di 76 mm del peso di 11.4 kg/m.

Per i campionamenti di sedimenti marini sono stati impiegati campionatori vibranti "vibrocorer" I campioni di sedimenti marini sono stati inviati al laboratorio CE.FLT. srl di Avola (SR) per l'esecuzione delle analisi chimico, fisiche e batteriologiche dei sedimenti del fondale marino. Sono state eseguite inoltre indagini sismiche e sondaggi elettici verticali (SEV).

3.2. SONDAGGI GEOGNOSTICI

Le stratigrafie sono state desunte attraverso l'analisi di otto sondaggi a carotaggio continuo ubicati nelle varie zone del porto turistico.

Il *sondaggio SMI* si trova in corrispondenza dell'Area Cantieri ed è stato eseguito sulla terraferma. La stratigrafia presenta un primo strato di riporto dello spessore di 1.00 m costituito da sabbie e ghiaie, un secondo strato dello spessore di 1.00 m costituito da limi e lo strato di base che si raggiunge alla profondità di 2.00 m costituito da

calcareniti che per i primi 2.00 m si presentano alterate e miste a limo di colore giallastro.

Il *sondaggio SM2* è posto in corrispondenza della testata del Molo Colombo. Il sondaggio è stato eseguito a mare dal pontone motorizzato. Si riscontra un primo strato dello spessore di circa 5.40 m che rappresenta l'acqua di mare, uno strato dello spessore di circa 40 cm costituito da limi con abbondanti residui algali e infine lo strato di base costituito dalle calcarenite mista a sabbia e limo.

In merito alle quote riportate nei sondaggi occorre specificare che la quota relativa al fondo è stata corretta in modo concorde con la quota del fondo nel punto considerato rilevata mediante rilievo batimetrico per cui tale quota non risulta concorde con quanto riportato nelle stratigrafie riportate di seguito.

Appare chiaro che a partire dalla definizione della quota del fondo la successione stratigrafica riportata è corretta.

Il *sondaggio SM3* è posto in corrispondenza della radice nel nuovo molo di sottoflutto del porto di Marsala. Il sondaggio è stato eseguito a mare da pontone e si riscontra un primo strato dello spessore di circa 5.00 m che definisce la distanza tra il pelo libero e il fondo marino cui segue la formazione di base costituita da calcareniti di colore giallastro con abbondante frazione limosa.

Per definire la stratigrafia in corrispondenza dello sviluppo del molo di sottoflutto sono stati eseguiti i sondaggi SM4 e SM5.

In corrispondenza del *sondaggio SM4* si riscontra oltre lo strato di acqua dello spessore di circa 4.00 m cui segue uno strato di limi di colore verdastro per uno spessore di 5.00 m. Segue la calcarenite di colore giallastro mista a sabbie e ghiaie.

Il *sondaggio SM5* è stato posto in corrispondenza del molo di sottoflutto e in particolare in corrispondenza della radice della diga a gettata. Oltre allo strato di acqua che definisce il fondo marino dello spessore di circa 6.50 m si ha un primo strato di limo di colore giallastro dello spessore di 1.00 m cui segue lo strato di base di calcarenite mista a sabbia e limo.

Il *sondaggio SM6* è stato eseguito da terra in corrispondenza della zona dei servizi e presenta un primo strato dello spessore di circa 2.00 m di sabbie grossolane di riporto, cui segue lo strato di base di calcarenite mista a sabbia e limo.

Il *sondaggio SM7* è stato eseguito da mare con pontone in corrispondenza del costruendo molo di ridosso. Oltre allo spessore di acqua che definisce la quota del fondo marino pari a 6.20 m si trova uno strato di limo dello spessore di circa 5.00 m cui

segue la formazione di base costituita da calcareniti giallastre miste a sabbie e limi fino alla profondità di indagine.

3.3. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SPT

In corrispondenza dei sondaggi descritti in precedenza sono state eseguite delle prove penetrometriche dinamiche SPT in particolare le prove eseguite in corrispondenza del sondaggio SM1 sono state condotte alla profondità di 4.00 m (calcareniti) e 11.00 m (calcareniti). In corrispondenza del sondaggio SM2 è stata eseguita una sola prova alla profondità di 9.00 m (calcareniti). In corrispondenza del sondaggio SM3 è stata eseguita una prova SPT alla profondità di 9.30 m (calcareniti) e in corrispondenza del sondaggio SM4 la prova SPT è stata eseguita alla profondità di 13.00 m (calcareniti). Le prove eseguite in corrispondenza del sondaggio SM5 (10.00 m calcareniti), del sondaggio SM6 (3.50 m calcareniti) e del sondaggio SM7 (16.00 m calcareniti) sono state eseguite per la caratterizzazione delle calcareniti.

Tutte le prove penetrometriche sono state eseguite in corrispondenza dello strato di base costituito da calcareniti miste a sabbia e limo che costituisce il litotipo su cui devono essere realizzate tutte le opere strutturali relative alle opere marittime e le strutture edilizie per i servizi portuali. Quindi la caratterizzazione geotecnica che segue si riferisce a tale strato di base.

Nella Tabella 1 si riportano i valori registrati nel corso delle prove e le elaborazioni per la determinazione del valore di $N_{1,60}$, mentre nella Tabella 2 sono riportati i valori dei parametri densità relativa $D_r(\%)$, angolo di attrito interno (ϕ) e modulo di elasticità E (kg/cmq) corrispondenti.

VALORI DI $N_{1,60}$

Sond.	Q.fondo	Q.strato	Q.SPT	H.strato	N1	N2	N3	NSPT	CE	CB	CR	CS	N60	γ'	σ'	CN	$N_{1,60}$
1	0.00	2.00	4.00	2.00	7	5	9	14	1.00	1.00	1.00	0.75	11	1.00	0.40	1.31	14
1	0.00	2.00	10.00	8.00	8	10	10	20	1.00	1.00	1.00	0.75	15	1.00	1.00	1.00	15
2	5.00	5.60	9.00	3.40	16	21	35	56	1.00	1.00	1.00	0.75	42	1.00	0.40	1.31	55
3	4.30	4.30	9.00	4.70	16	35	47	82	1.00	1.00	1.00	0.75	62	1.00	0.47	1.25	77
4	5.50	10.50	13.00	2.50	4	1	2	3	1.00	1.00	1.00	0.75	2	1.00	0.75	1.10	2
5	7.00	8.00	10.00	2.00	13	25	49	74	1.00	1.00	1.00	0.75	56	1.00	0.30	1.40	78
6	0.00	2.00	3.50	1.50	21	36	46	82	1.00	1.00	1.00	0.75	62	1.00	0.35	1.35	83
7	6.20	11.00	16.00	5.00	3	6	5	11	1.00	1.00	1.00	0.75	8	1.00	0.98	1.01	8

Tabella 1 - Valori di N_{SPT} e $N_{1,60}$

DETERMINAZIONE DI $D_r(\%)$ - φ - E

H.strato	N1,60	$D_r(1)$	$\varphi(1)$	$\varphi(2)$	φ	E(1)	E(2)	E(3)	E
2.00	14	74	31	32	31	236.83	291.35	259.44	262.54
8.00	15	62	32	32	32	252.32	301.10	271.35	274.93
3.40	55	83	43	48	46	731.34	602.88	518.87	617.70
4.70	77	99	50	54	52	997.66	770.66	614.80	794.37
2.50	2	27	28	22	25	101.65	206.18	110.02	139.28
2.00	78	99	50	54	52	1007.34	776.76	618.00	800.70
1.50	83	102	52	56	54	1070.41	816.50	638.50	841.80
5.00	8	47	29	28	29	171.85	250.40	201.92	208.06

Tabella 2 – Valori di $D_r(\%)$, φ , E**3.4. INDAGINI GEOFISICHE E CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO AI FINI SISMICI**

Le indagini geofisiche condotte per il progetto definitivo del Porto Turistico di Marsala sono consistite nella esecuzione di 4 sondaggi elettrici verticali (SEV) e di 4 indagini sismiche. Dalle indagini è risultato che i terreni di fondazione sono costituiti da calcareniti e sabbie con locali intercalazioni di livelli limosi addensati. Tale complesso risulta ricoperto da una coltre di terreni di copertura sabbiosi associati a materiali di riporto. Il complesso arenaceo – sabbioso (calcareniti e sabbie) è interessato dalla presenza della falda idrica salata (acqua di mare). I SEV sono stati eseguiti il primo e il secondo SEV1 e SEV2 in corrispondenza dell'area cantieri.

In corrispondenza della stessa area è stato eseguito una traversa sismica SS1. Le risultanze dei sondaggi sismici verticali sono in linea con il sondaggio meccanico a rotazione e dalla indagine sismica è risultato che la $V_{s30} = 497$ m/sec.

I sondaggi elettrici verticale SEV3 e SEV4 sono stati eseguiti in corrispondenza dell'area dei servizi in prossimità del sondaggio meccanico SM1. In corrispondenza dello stesso sondaggio è stata eseguita la traversa sismica SS4 in corrispondenza della quale si è ottenuta una $V_{s30} = 442$ m/sec. Le altre indagini sismiche sono state eseguite in corrispondenza della radice del molo di levante in cui si è registrata una $V_{s30} = 499$ m/sec e in corrispondenza del Molo Colombo in cui si è registrata una $V_{s30} = 485$ m/sec.

Essendo tutti i valori di V_{s30} compresi tra 360 m/sec e 800 m/sec la categoria sismica dei terreni di fondazione è la categoria B.

3.5. PROVE DI LABORATORIO

Oltre alle prove penetrometriche dinamiche, ai sondaggi elettrici verticali (SEV) e alle traverse sismiche sono stati prelevati nel corso dei sondaggi meccanici dei campioni che sono stati analizzati presso il laboratorio geotecnico CON.GEO.srl di Palermo. In particolare sono stati prelevati 8 campioni:

- in corrispondenza del sondaggio SM1 – 1 campione – C1
- in corrispondenza del sondaggio SM2 – 2 campioni – C1 – C2
- in corrispondenza del sondaggio SM3 – 1 campione – C1
- in corrispondenza del sondaggio SM4 – 1 campione – C1
- in corrispondenza del sondaggio SM5 – 1 campione – C1
- in corrispondenza del sondaggio SM7 – 2 campioni – C1 – C2

Nella Tabella 3 si riportano le quote di prelievo dei campioni e la corrispondente quota di prelievo del campione nella calcarenite.

Quote di prelievo dei campioni

Sond.	Camp.	Q. camp. (m)	Q.fondo (m)	H.strato (m)	Q.strato (m)
	1 C1	7.70	0.00	2.00	5.70
	2 C1	5.50	0.00	2.00	3.50
	2 C2	11.60	5.00	5.60	6.00
	3 C1	10.00	4.30	4.30	5.70
	4 C1	15.00	5.50	10.50	4.50
	5 C1	13.50	7.00	8.00	5.50
	7 C1	24.00	6.20	11.00	13.00
	7 C2	34.50	6.20	11.00	23.50

Tabella 3 – Quote prelievo campioni

Per ogni campione sono state determinate le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto d'acqua;
- peso dell'unità di volume;
- peso specifico dei grani;

Sono state determinati inoltre i limiti di Atterberg quali il limite di liquidità e il limite di plasticità determinando quindi il valore dell'indice di plasticità dato dalla relazione

$$I_p = w_l - w_p$$

che indica l'ampiezza dell'intervallo di plasticità. E' stato determinato inoltre l'indice di consistenza definito dalla relazione

$$I_c = \frac{w_l - w_n}{w_l - w_p}$$

che definisce la posizione del provino rispetto ai limiti di consistenza. Se il valore del limite di consistenza $I_c > 1$ il provino si trova in stato solido o semisolido, se I_c è compreso tra 0 e 1 il provino si trova in stato plastico se $I_c = 0$ il provino si trova al limite di liquidità e se il valore è inferiore a 1 il provino si trova allo stato liquido. È stata quindi determinata la curva granulometrica. Per quanto riguarda la determinazione delle caratteristiche meccaniche è stata eseguita su tutti i campioni una prova di taglio diretto mentre per tutti i campioni ad eccezione del campione C1 del sondaggio SM2 è stata eseguita una prova edometrica per la determinazione del modulo edometrico.

I valori ottenuti dalle analisi sono stati raggruppati in funzione della profondità del campione rispetto allo strato di calcarenite.

Nella Tabella 4 si riportano i valori delle proprietà dei terreni ottenute con le prove in laboratorio e ottenute con l'elaborazione delle prove penetrometriche dinamiche. Nella Tabella 5 si riportano i valori ottenuti sui campioni per i limiti di Atterberg, mentre nella Tabella 6 si riportano i valori delle caratteristiche geotecniche e meccaniche ottenute da prove di laboratorio su campioni e da prove in situ SPT.

Il valore del coefficiente di Poisson che soddisfa l'equazione tra E_{ed} e E è pari a $\nu = 0.20$ valore che si giustifica vista la rigidità del terreno di base.

Caratteristiche di geotecniche dei terreni

- Caratteristiche Generali			Q.strato	N1,60	Vs (ton/mc)	V (ton/mc)	Yd (ton/mc)	wn (%)	n (%)	Gr (%)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
Sondaggio	SM1	SPT	2.00	14	2.640	1.640	1.648	15.56	37.55	66.30	7.310	67.490	20.450	4.750
		Campione C1	5.70	15	1.650	1.905	0.365	4.54	81.95	91.36	0.000	34.520	51.980	13.500
	SM2	SPT	3.50	55	2.024	1.114	1.967	11.84	27.17	85.72	1.610	48.510	31.660	18.220
		Campione C1	3.40	77	2.701	2.200	1.884	13.09	29.11	84.74	1.170	65.550	24.490	8.780
	SM3	SPT	6.00	2	2.658	2.131	1.918	14.59	29.86	94.36	3.900	52.020	29.730	14.350
		Campione C1	4.70	78	2.638	1.983	1.752	13.15	33.57	68.69	3.580	64.710	22.340	9.370
	SM4	SPT	5.70	83	2.735	2.280	1.864	13.92	29.76	87.18	0.680	55.850	32.730	10.740
		Campione C1	2.50	8	2.747	1.744	1.302	33.92	52.59	83.99	0.510	43.160	29.050	27.280
	SM5	SPT	4.50	23.50	2.60	1.92	1.59	15.08	40.20	83.04	2.35	53.98	30.30	13.37
		Campione C1	2.00											
	SM6	SPT	5.50											
		Campione C1	1.50											
	SM7	SPT	5.00											
		Campione C2	13.00											
		Campione C2	23.50											
		MEDIA												

Tabella 4 – Valori delle proprietà ottenute da campioni e da prove SPT

- Limiti di Attemberg

	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IC
Sondaggio SM1 Campione C1	16.82			
SM2 Campione C1	84.10			
Campione C2	15.67	12.05	3.62	1.06
SM3 Campione C1	15.26			
SM4 Campione C1	15.67	14.13	1.54	0.70
SM5 Campione C1	13.71			
SM7 Campione C1	16.02			
Campione C2	41.92	21.72	20.20	2.08

Tabella 5 – Valori dei limiti di Attemberg

- Caratteristiche meccaniche dei terreni

Sondaggio	Campione	Q.strato (m)	- Prova di taglio diretto				tan(ϕ) (kg/cmq)	Eed (kg/cmq)	SPT Prova	Q.strato (m)	SPT D1.60	Dr(%)	ϕ (°)	E (kg/cmq)
			c (kPa)	c (kg/cmq)	ϕ (°)	ϕ (rad)								
	SM1	5.70	5.57	0.056	39.84	0.695	0.834	632	SM1-1	2.00	14	74	31	262
	SM2	3.50	0.23	0.002	20.45	0.357	0.373		SM1-2	8.00	15	62	32	274
	Campione C2	6.00	4.75	0.048	40.58	0.708	0.856	469	SM2-1	3.40	55	83	46	617
	SM3	5.70	7.17	0.072	43.72	0.763	0.956	599	SM3-1	4.70	77	99	52	794
	Campione C1	4.50	10.71	0.107	39.08	0.682	0.812	860	SM4-1	2.50	2	27	25	139
	SM4	5.50	1.11	0.011	43.38	0.757	0.945	305	SM5-1	2.00	78	99	52	800
	Campione C1	13.00	7.20	0.072	34.72	0.606	0.693	623	SM6-1	1.50	83	102	54	841
	SM7	23.50	8.24	0.082	35.22	0.615	0.706	283	SM7-1	5.00	8	47	29	208
0			5.62		38	0.657	0.772	539				74	40	492
		MEDIA												

Tabella 6 – Caratteristiche meccaniche da prove di laboratorio e da prove in situ SPT

3.6. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI TERRENI

Nell'ipotesi di bonificare tutti gli strati limosi eventualmente interessati dalle strutture di fondazione, i valori che si assumono come valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei terreni di sedime delle opere sono i seguenti:

- formazione di base in calcareniti miste a sabbia e limo

$$\gamma = 1.92 \text{ ton/mc}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 2.00 \text{ ton/mc}$$

$$c = 0.06 \text{ kg/cmq}$$

$$\varphi = 38^\circ$$

$$E = 490 \text{ kg/cmq}$$

$$E_{\text{ed}} = 540 \text{ kg/cmq}$$

$$\nu = 0.20$$

A quanto sopra va aggiunta la caratterizzazione per gli scanni di imbasamento costituiti da spessori variabili di misto 50% pietrame scapolo e 50% scogli di 1° ctg., ed i terrapieno di riempimento a tergo dei cassoni a cui si possono assegnare le seguenti caratteristiche geotecniche:

- scanni di imbasamento (50% pietrame e 50% scogli 1° ctg)

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.70 \text{ ton/mc}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.80 \text{ ton/mc}$$

$$c = 0.00 \text{ kg/cmq}$$

$$\varphi = 40^\circ$$

- terrapieno a tergo dei cassoni

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.80 \text{ ton/mc}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.90 \text{ ton/mc}$$

$$c = 0.00 \text{ kg/cmq}$$

$$\varphi = 30^\circ$$

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel presente capitolo vengono trattate le problematiche connesse alla classificazione sismica del territorio ai fini della determinazione dei parametri utili per le verifiche sismiche.

4.1. AZIONI SISMICHE

Ai fini delle norme NTC 2008, l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Nel seguito, le azioni sismiche saranno determinate secondo un approccio pseudostatico, ovvero facendole corrispondere ad un'azione statica equivalente costante nello spazio e nel tempo proporzionale alla massa sismica dell'opera, di un cuneo di terreno in stato di equilibrio limite attivo, e degli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto. Lo spostamento che genera lo stato di spinta attivo del terreno deve essere sufficientemente ampio e quindi nel caso delle strutture flessibili ciò è assicurato dalla flessione, mentre nel caso di strutture rigide a gravità ciò è assicurato tramite scorrimento e rotazione.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto della forze di gravità per un coefficiente sismico:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

La componente verticale dell'azione sismica deve essere considerata agente verso l'alto o verso il basso in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

Nel caso di opere di sostegno flessibili, l'incremento di spinta per sisma va considerato agente a metà dell'altezza della parete, nel caso di opere di sostegno rigide va applicato all'altezza delle spinte statiche, mentre negli altri casi va applicata nel baricentro delle rispettive masse sismiche.

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v che interessano tutte le masse si determinano con le relazioni:

$$k_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

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

in cui a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, mentre g è l'accelerazione di gravità e β è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, ed è tabellato in funzione del tipo di analisi svolta (Tabella 7a-b).

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella 7a – Rif. Tab. 7.11.I D.M. 14/01/2008

Coeff. di riduzione β_s dell'accelerazione massima attesa al sito per verifiche di Stabilità Globale

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_p(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_p(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_p(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Tabella 7b – Rif. Tab. 7.11.II D.M. 14/01/2008

Coeff. di riduzione β_m dell'accelerazione massima attesa al sito per opere di sostegno

Il valore di a_{max} può essere determinato in funzione delle caratteristiche sismiche del sito (a_g) e ad effetti locali legati principalmente alla stratigrafia dell'area interessata ed alla sua topografia, secondo la relazione:

$$a_{max} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$$

In questa espressione, S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tabella 3.2.V del D.M. 14/01/2008), mentre S_T è il coefficiente di amplificazione topografica (Tabelle 3.2.I e 3.2.VI del D.M. 14/01/2008).

Nella precedente espressione il valore di a_g - accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale - va determinato in accordo al par. 3.2 del D.M. 14/01/2008 in funzione dei seguenti elementi:

- Categoria di Sottosuolo (Tabb. 3.2.II-3.2.III D. M. 14/01/2008);
- Vita Nominale dell'opera (V_N), ovvero del numero di anni nel quale la struttura,

- purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata allo scopo per la quale è destinata (Tab. 2.4.I D. M. 14/01/2008);
- Classe d'Uso dell'opera, variabile tra I e IV, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso;
- Periodo di Riferimento (V_R), ottenuto applicando il coefficiente C_U tabellato in funzione della Classe d'Uso (Tab. 2.4.II D. M. 14/01/2008); $(V_R = V_N \cdot C_U)$
- Pericolosità Sismica di base del sito;
- Probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), al variare dello stato limite considerato (Tab. 3.2.I D. M. 14/01/2008).

Le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla *pericolosità sismica* del sito.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite di esercizio ed ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti e nel caso particolare della verifica della stabilità di un pendio l'indagine sismica interessa solo gli stati limite ultimi.

4.2. STATI LIMITE

Gli **stati limite di esercizio** sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli **stati limite ultimi** sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} cui riferirsi per individuare l'azione sismica per gli stati limite considerati, sono riportate nella tabella successiva:

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

(SLO – Stato limite di operatività)

(SLD – Stato limite di danno)

(SLV – Stato limite di salvaguardia della vita)

(SLC – Stato limite di prevenzione del collasso)

Tabella 8 – Rif. Tab. 3.2.I D.M. 14/01/2008

4.3. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Le condizioni del sito di riferimento rigido in generale non corrispondono a quelle effettive. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della *risposta sismica locale*. Le modifiche sopra citate corrispondono a:

- *effetti stratigrafici*, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- *effetti topografici*, legati alla configurazione topografica del piano campagna. La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello diffratto.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende dunque necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, come riportate nelle seguenti tabelle:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 9 – Rif. Tab. 3.2.II D.M. 14/01/2008

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 10 – Rif. Tab. 3.2.III D.M. 14/01/2008

Per le possibili configurazioni topografiche si può fare riferimento alla seguente classificazione:

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

Tabella 11 – Rif. Tab. 3.2.IV D.M. 14/01/2008

Per la valutazione dell'accelerazione di progetto si tiene conto di S , il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche con la relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, definiti nelle seguenti tabelle:

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 12 – Rif. Tab. 3.2.VI D.M. 14/01/2008

Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Tabella 13 – Rif. Tab. 3.2.V D.M. 14/01/2008

4.4. VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tabella seguente.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

¹ Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

Tabella 14 – Rif. Tab. 2.4.I D.M. 14/01/2008

4.5. CLASSI E COEFFICIENTE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise nelle seguenti classi:

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

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il coefficiente d'uso C_U dipende dalla classe d'uso dell'opera secondo i valori della seguente tabella:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Tabella 15 – Rif. Tab. 2.4.II D.M. 14/01/2008

4.6. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascuna costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_D :

$$V_R = V_N * C_D$$

4.7. DATI DI PROGETTO

I terreni interessati dalle opere sono costituiti da calcareniti e sabbie con locali intercalazioni di livelli limosi addensati.

Per quanto riportato al precedente § 3.4, data la natura dei terreni riscontrati in sito si ritiene di poterli assegnare alla Categoria di Sottosuolo di riferimento B (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ...*) di cui alla Tab. 3.2.II del D.M. 14/01/2008.

Per quanto riguarda la vita nominale si assume pari a 50 anni trattandosi di opera di importanza non strategica, mentre per la Classe d'Uso si assume la III, in quanto le opere possono prevedere condizioni di affollamento significative. Il Coefficiente d'uso C_D è quindi pari a 1,5, per cui il periodo di riferimento si determina con la relazione:

$$V_R = V_N \times C_D = 50 \times 1,50 = 75 \text{ anni}$$

Infine, con riferimento alla tabella 3.2.IV del D.M. 14/01/2008, la Categoria Topografica del sito può essere assunta coincidente con la T1 (*superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*)

Nel caso in esame, si ha quindi:

- Categoria Topografica del sito: Cat. = T1
- Classe d'Uso dell'opera: Classe = III
- Vita Nominale dell'opera V_N = 50 anni
- Categoria di Sottosuolo Cat. = B

4.8. DETERMINAZIONE DELLE AZIONI SISMICHE DI RIFERIMENTO

L'applicazione dei parametri sopra indicati ha portato, per il sito in oggetto (lat. 37.79, long. 12.44) ai seguenti risultati in termini di a_g :

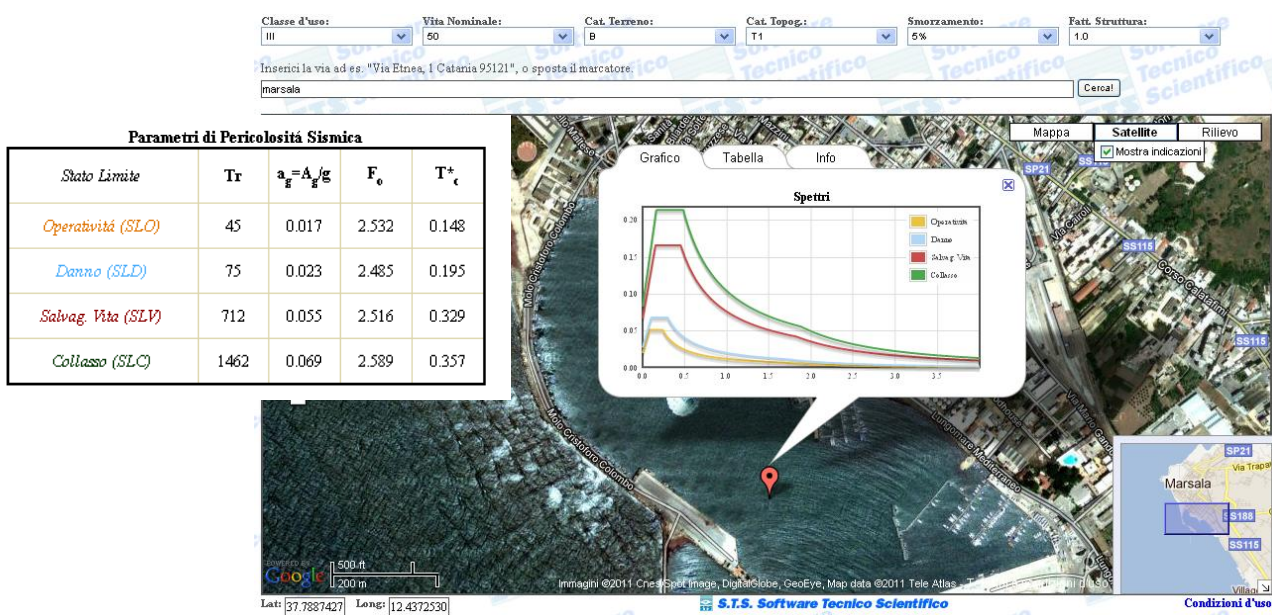


Figura 2 - Caratterizzazione sismica del sito (dati STS)
Valori dei parametri a_0 , F_0 e T_c associati ai diversi Stati Limite

In particolare le verifiche delle strutture geotecniche soggetti ad azioni sismiche devono essere eseguite agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di danno (SLD); la stabilità dei pendii ai soli stati limite ultimi.

Determinando inoltre i coefficienti di amplificazione stratigrafica S_S e topografica S_T dalle tabelle 3.2.V e 3.2.VI del D.M. 14/01/2008, si ottiene:

Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	= 1,20 (per tutti gli SL)
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	= 1,00

per cui si ottiene il valore dell'accelerazione massima attesa per ciascuno Stato Limite come $a_{max}/g = S_S \times S_T \times a_g$, riportati nella Tabella seguente:

	a_{max}/g
SLO	0,020
SLD	0,028
SLV	0,066
SLC	0,083

Tabella 16 – determinazione dei valori di $a_{g,max}/g$ per i diversi SL sismici

La determinazione dei coefficienti β di cui alle relazioni per il calcolo dei valori di k_h e k_v per la stabilità globale e per le verifiche geotecniche delle opere portano ai seguenti risultati (tabb. 7.11.I e 7.11.II D.M. 14/01/2008):

	β_s (stab. globale)	β_m
SLO	0,20	0,18
SLD	0,20	0,18
SLV	0,20	0,18
SLC	0,20	0,18

Tabella 17 – determinazione dei valori di β_s e β_m per i diversi SL sismici

I valori di k_h da assumere nei calcoli per i diversi stati limite considerati valgono, dunque:

	Stabilità Globale	Altre analisi
SLO	$0,20 \times 0,020 = 0,0040$	$0,18 \times 0,020 = 0,0036$
SLD	$0,20 \times 0,028 = 0,0056$	$0,18 \times 0,028 = 0,0050$
SLV	$0,20 \times 0,066 = 0,0132$	$0,18 \times 0,066 = 0,0119$
SLC	$0,20 \times 0,083 = 0,0166$	$0,18 \times 0,083 = 0,0149$

Tabella 18 – determinazione dei valori di $k_h = \beta \times a_{max}/g$

Di seguito sono riportati i corrispondenti valori di k_v :

	Stabilità Globale	Altre analisi
SLO	$\pm 0,0020$	$\pm 0,0018$
SLD	$\pm 0,0028$	$\pm 0,0025$
SLV	$\pm 0,0066$	$\pm 0,0060$
SLC	$\pm 0,0083$	$\pm 0,0075$

Tabella 19 – determinazione dei valori di $k_v = \pm 0,5 \times k_h$

5. CALCOLO GEOTECNICO DELLE BANCHINE A CASSONI

5.1. PREMESSA

Nel presente capitolo sono riportati i calcoli geotecnici relativi alle condizioni di esercizio in opera dei manufatti previsti, con riferimento particolare all'interazione con il moto ondoso desunto dalla Relazione [3] in prossimità delle dighe a parete verticale, oltre che alle altre forzanti statiche, pseudostatiche e sismiche presenti.

In considerazione delle profondità dei fondali in corrispondenza delle opere foranee e che le stesse non sono ubicate in prossimità della testata della diga, per la valutazione delle forzanti pseudostatiche legate al moto ondoso in condizioni di cresta e di cavo d'onda si adotta la teoria di Sainflou, adeguata per situazioni in cui è generalmente verificata la stazionarietà dell'onda sollecitante (ad es. per condizioni di non frangimento, o in assenza di condizioni geometriche singolari quali quelle in prossimità di una struttura di testata).

5.2. AZIONI

Le azioni agenti sulle strutture di banchina sono:

- peso proprio;
- sottopressione idraulica alla base;
- pressione idrostatica sulle pareti orizzontali;
- spinta del terrapieno;
- sovraccarico accidentale;
- moto ondoso sulla parete verticale (Sainflou)
- sottopressione dinamica alla base;
- azione sismica sulla struttura;
- azione sismica dovuta al terrapieno;
- azione sismica dovuta alla presenza dell'acqua;
- tiro alla bitta.

secondo la schematizzazione riportata nella Tabella 20:

CASSONE TIPO	TIPO (CAT.) AZIONE	B2
CARICHI		
Peso proprio	G_1	SI
Carichi permanenti	G_{2P}^*	SI
sottopressione idraulica verticale alla base	G_{2iV1}^*	SI
pressione idrostatica sulle pareti orizzontali	G_{2iV2}^*	SI
spinta orizzontale dovuta al terrapieno	G_{2tH}^*	SI
sovraccarico accidentale	$Q_{k1} (G)$	4,00 t
tiro alla bitta	$Q_{k2} (G)$	5 t/m
moto ondoso (Sainflou)	$Q_{k3 dSH}$	<u>SI</u> (cavo)
sottopressione dinamica alla base (Sainflou)	$Q_{k2 SV}$	<u>SI</u> (cavo)
azione sismica sulla struttura	E_s	SI
azione sismica dovuta al terrapieno	E_t	SI
azione sismica dovuta alla presenza dell'acqua	E_w	SI

**Tabella 20 – Azioni sui differenti tipi di cassone adottati
(G_2^* sono carichi permanenti compiutamente definiti)**

Di seguito si analizzano le singole azioni che devono essere applicate sulle strutture di banchina analizzate, che nel caso della presente relazione riguardano i soli cassoni tipo B2.

5.2.1. PESO PROPRIO E CARICO PERMANENTE DEL MANUFATTO

Per quanto riguarda il *peso proprio*, questo è valutato per il cassone cellulare e per la sovrastruttura in funzione della loro geometria. Per i materiali costituenti il manufatto si sono adottati i seguenti pesi specifici:

- Calcestruzzo armato: $\gamma_{ca} = 2,45 \text{ ton/m}^3$
- Zavorre equilibranti e stabilizzanti: $\gamma_{zav} = 2,38 \text{ ton/m}^3$
- Riempimento celle: $\gamma_{ce} = 1,80 \text{ ton/m}^3$

5.2.2. PRESSIONI E SOTTOPRESSIONI IDROSTATICHE

La *sottopressione idrostatica* è valutata considerando che la pressione varia con la profondità proporzionalmente al peso specifico dell'acqua marina $\gamma_w = 1,026 \text{ ton/m}^3$.

Lo stesso dicasi per la pressione idrostatica esercitata sulle mensole di fondazione ed in corrispondenza delle celle forate parzialmente riempite.

5.2.3. SOVRACCARICO SUL MASSICCIO DI BANCHINA

Il carico variabile di esercizio da adottare per il calcolo delle strutture dipende dalla destinazione d'uso delle diverse banchine. In particolare si adotta, a favore di sicurezza, un sovraccarico pari a $4,00 \text{ ton/m}^2$.

5.2.4. AZIONI DEL MOTO ONDOSO

L'influenza delle condizioni geometriche dell'ostacolo sul processo di moto che si determina dinanzi alla diga è legata alla condizione di frangimento o alla condizione di riflessione completa.

Quando l'onda progressiva incontra una parete verticale viene riflessa dando luogo ad un'onda stazionaria (Clapotis totale). In tale caso si adotta il cosiddetto modello di Sainflou.

Il Clapotis totale è il risultato di due onde uguali che viaggiano in direzione opposta formando in punti fissi dei movimenti nulli e dei movimenti verticali che raddoppiano l'altezza originaria dell'onda incidente. La superficie risultante è quella di un'onda di altezza variabile teoricamente da 0.00 a 2H; va tenuto inoltre conto del fatto che in condizioni di mareggiata, il livello medio del mare si innalza di un valore h_0 dato dall'espressione:

$$h_0 = \pi \frac{H^2}{L} \coth(2\pi d / L)$$

in cui:

H = altezza d'onda;

L = lunghezza d'onda;

d = profondità imbasamento scanno d'appoggio.

La formazione del Clapotis totale su una parete determina su di essa una pressione la cui distribuzione (dovuta a Sainflou) oscilla tra le fasi di cresta e di cavo.

In fase di cresta, la pressione è regolata da tre punti caratteristici. Il punto O rappresenta la testa del Clapotis dove la pressione è 0.00, il punto B coincide con il l.m.m. ed il punto C è posto alla quota d'imbasamento del cassone cellulare.

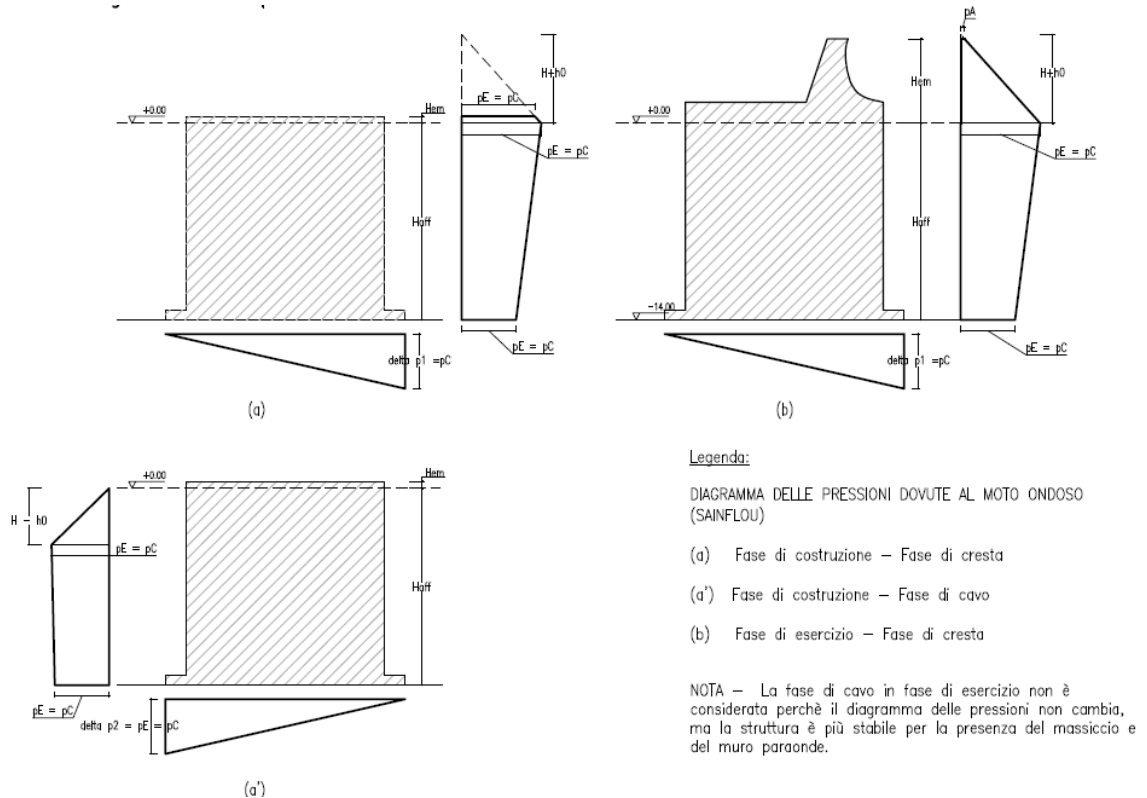


Figura 3- Schematizzazione della spinta secondo Sainflou

Le pressioni nei punti B e C sono date dalle espressioni:

$$p_B = (p_C + \gamma_w h) \frac{\beta}{\beta + h}$$

$$p_C = \gamma_w \frac{H}{\cosh(2\pi d / L)}$$

in cui:

$$\beta = H + h_0$$

h = profondità imbasamento cassone;

La pressione nel punto A sulla sommità della parte di parete emersa di altezza H_{em} si ottiene con una semplice proporzione, essendo il regime delle pressioni dal punto O al punto B variabile linearmente:

$$p_A = p_B \frac{\beta - H_{em}}{\beta}$$

Anche in fase di cavo, la pressione è regolata da tre punti caratteristici. Il punto O coincide con il l.m.m. dove la pressione è 0.00, il punto D è posto ad una profondità β' ed il punto E è posto alla quota d'imbasamento del cassone cellulare:

$$p_D = \gamma_w \beta'$$

$$p_E = p_C$$

$$\beta' = H - h_0$$

Nella fase di cresta è soggetta a pressione la parete esposta al moto ondoso, mentre nella fase di cavo il corrispondente diagramma di pressioni è applicato sulla parete opposta. Per effetto del moto ondoso si genera anche una sottopressione dinamica di tipo triangolare alla base del cassone.

In fase di cresta (affioramento massimo, $t = 0$) il diagramma delle sottopressioni è quindi variabile da $\delta p_1 = p_C$ sul lato esposto a zero sul lato opposto. Viceversa in fase di cavo (affioramento minimo, $t = T/2$), la pressione sul lato non esposto vale $\delta p_2 = p_E$ e su quello esposto al moto ondoso è nulla.

Note le pressioni, si possono calcolare le azioni sulle pareti (Figura 3). Se il cassone è mantellato per valutare la pressione dovuta al moto ondoso agente sul muro, occorre calcolare la risalita dell'onda sulla mantellata (run-up).

Detta H l'altezza dell'onda al largo di progetto ed L la lunghezza d'onda in corrispondenza del piede della mantellata alla profondità d , e $\tan(\beta)$ la pendenza della mantellata, si ricava il Numero di Iribarren ϵ_m con la relazione

$$\epsilon_m = \tan(\beta)/(Hb/L)^{0.50}$$

Il calcolo del run-up viene quindi eseguito con le relazioni riportate di seguito, in funzione del valore ottenuto per il Numero di Iribarren e il grado di tracimazione previsto:

$$r = a^* \epsilon_m \quad \text{per } \epsilon_m \leq 1.50$$

$$r = b^*(\epsilon_m)^c \quad \text{per } \epsilon_m > 1.50$$

Si assumono a base del calcolo i valori di altezza d'onda, lunghezza d'onda e periodo che si desumono dalla Relazione [3]. In tale studio si sono ottenute le altezze d'onda in corrispondenza delle banchine in progetto per un Tempo di Ritorno fissato pari a $T_R = 120$ anni, di seguito riportate:

Settori	Hs (m)	Tp (s)	MWD (°)
11	1.58	8.18	185
12	1.51	8.85	185
13	1.40	9.09	185
14	1.26	9.20	185
15	1.11	9.30	185
16	0.96	9.47	185
17	0.85	9.61	186
18	0.77	9.76	186
19	0.73	10.10	186
20	0.70	10.54	186
21	0.68	10.74	186
22	0.64	10.51	186
23	0.59	9.97	186

**Tabella 21 – Altezze d’onda sotto costa per Tr = 120 anni – Molo Colombo
CASSONE TIPO B2**

Per quanto sopra riportato si adottano, per ciascuna delle tipologie di cassone soggette al moto ondoso diretto, le seguenti forzanti:

▪ Cassoni tipo B2

Altezza d’onda di progetto	$H_s =$	1,58 ml
Periodo di Picco	$T_p =$	8,18 sec
Lunghezza d’onda al largo	$L_0 =$	104,47 ml
Lunghezza d’onda al piede dell’opera	$L =$	62,98 ml

5.2.5. SPINTA STATICA DEL TERRAPIENO

La spinta statica del terrapieno è calcolata con la teoria di Coulomb tramite la relazione:

$$S_s = (k_s \times \gamma \times H^2) / 2$$

in cui γ è il peso immerso dell'unità di volume del terreno, H l'altezza della banchina e k_s è definito come:

$$k_s = \cos(\varphi - \beta)^2 / \cos(\beta)^2 \times \cos(\delta + \beta) \times (1 + B)^2$$

in cui:

- φ = angolo di attrito interno
- β = angolo formato dal paramento interno del muro con la verticale
- δ = angolo di attrito interno terra-muro
- $B = \{[\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi - \omega)] / (\cos(\delta + \beta) \times \cos(\omega - \beta))\}^{0,5}$
- ω = inclinazione del terrapieno

5.2.6. INCREMENTO DI SPINTA SISMICA DEL TERRAPIENO

La spinta del terrapieno, ove presente, è calcolata facendo l'ipotesi, a favore di sicurezza, di terrapieno orizzontale. Le spinte statica e dinamica sono calcolate con la teoria di Coulomb tramite le relazioni:

$$S_s = (k_s \times \gamma \times H^2) / 2$$
$$S_d = (k_d \times \gamma \times H^2) / 2$$

dove γ è il peso dell'unità di volume del terreno, H è l'altezza della mantellata e k_d è definito da:

$$k_d = \cos(f-b-t)^2 / \cos(t)\cos(b)^2 \times \cos(d+b+t) \times (1+B)^2$$

in cui

f = angolo di attrito interno;

b = angolo formato dal paramento interno del muro con la verticale;

t = $\arctan(\alpha)$ con $\alpha = k_h$ coefficiente sismico orizzontale;

d = angolo di attrito terra-muro;

$B = \{[\sin(f+d)\sin(f-o-t)] / [\cos(d+b+t)\cos(o-b)]\}^{0,5}$;

o = inclinazione del terrapieno.

Il coefficiente k_s è ottenuto da k_d ponendo $\alpha = 0$.

Il calcolo dell'incremento di spinta dovuto all'azione sismica è eseguito considerando il valore globale della spinta dinamica e della spinta statica e determinando il valore dell'incremento di spinta:

$$D_F = S_d - S_s$$

La spinta statica e l'incremento di spinta per sisma sono applicate, trattandosi di opere rigide, ad $h/3$ ovvero all'altezza delle spinte statiche secondo quanto riportato al §7.11.6.2.1 del D.M. 14/01/2008.

5.2.7. INCREMENTO DI SPINTA IDRAULICA PER PRESENZA DEL SISMA

La spinta del sisma sull'acqua è determinata con la formula di Westeergard in base alla quale a monte e a valle della parete verticale viene esercitata una spinta rispettivamente di compressione e di trazione pari a:

$$\delta S_{wm} = 0.70 \cdot \frac{7}{12} \gamma_w \cdot c \cdot h^2$$

$$\delta S_{wv} = \frac{7}{12} \gamma_w \cdot c \cdot h^2$$

in cui γ_w è il peso specifico dell'acqua, $c = k_h$ e h è la profondità di imbasamento del cassone.

5.2.8. TIRO ALLA BITTA

Il tiro alla bitta da adottare per il calcolo delle strutture dipende dalla destinazione d'uso delle diverse banchine. In particolare si adotta, a favore di sicurezza, un'azione orizzontale pari a 5,00 ton/ml (1 bitta da 100 ton ogni 20 ml).

5.2.9. AZIONI DI CALCOLO PER I CASSONI TIPO B2

- azioni permanenti delle sottopressioni idrauliche

G_{2iV1}	=	-947,05 ton	(sottospinta idraulica del fondo)
YG_{2iV1}	=	3,73 ml	(ordinata dal bordo superiore di YG_{2iV1})
$Y'G_{2iV1}$	=	3,73 ml	(ordinata dal bordo inferiore di $Y'G_{2iV1}$)
G_{2iVM1}	=	0,00 ton	(spinta idraulica sulla mensola inferiore)
G_{2iVM2}	=	116,23 ton	(spinta idraulica sulla mensola superiore)
G_{2iVC}	=	108,35 ton	(spinta idraulica sulle celle forate)
G_{2iV2}	=	224,57 ton	(spinta idraulica sulle pareti orizzontali)
YG_{2iVM1}	=	0,00 ml	(ordinata dal bordo superiore di YG_{2iVM1})
YG_{2iVM2}	=	0,50 ml	(ordinata dal bordo superiore di YG_{2iVM2})
YG_{2iVC}	=	2,73 ml	(ordinata dal bordo superiore di YG_{2iVC})
YG_{2iV2}	=	1,57 ml	(ordinata dal bordo superiore di YG_{2iV2})
$Y'G_{2iVM1}$	=	0,00 ml	(ordinata dal bordo inferiore di $Y'G_{2iVM1}$)
$Y'G_{2iVM2}$	=	6,95 ml	(ordinata dal bordo inferiore di $Y'G_{2iVM2}$)
$Y'G_{2iVC}$	=	4,73 ml	(ordinata dal bordo inferiore di $Y'G_{2iVC}$)
$Y'G_{2iV2}$	=	5,88 ml	(ordinata dal bordo inferiore di $Y'G_{2iV2}$)

AZIONI VARIABILI SUL CASSONE CELLULARE

- Sovraccarico sul massiccio

q_{k1}	=	4,00 ton/mq	(sovraccarico per unità di superficie)
Q_{k1}	=	495,60 ton	(entità sovraccarico)
YQ_{k1}	=	3,95 ml	(ordinata dal bordo superiore di Q_{k1})
$Y'Q_{k1}$	=	3,50 ml	(ordinata dal bordo inferiore di Q_{k1})

- Tiro natanti alla bitta

a	=	0,50 ml	(quota di applicazione sopra il massiccio)
Q_{k2}	=	100,00 ton	(entità tiro alla bitta)
ZQ_{k2}	=	8,80 ml	(quota di applicazione rispetto all'imbasamento)

AZIONI DOVUTE AL MOTO ONDOSI - SAINFLOU

- Caratteristiche del cassone

B_1	=	17,70 ml	(base cassone in direzione X)
B_2	=	7,45 ml	(base cassone in direzione Y)
B_{3min}	=	17,70 ml	(fusto cassone in direzione X)
B_{3max}	=	6,45 ml	(fusto cassone in direzione Y)
B_{4sx}	=	0,00 ml	(profondità mensola disposta a sinistra)
B_{4dx}	=	0,00 ml	(profondità mensola disposta a destra)
B_{4inf}	=	0,00 ml	(profondità mensola disposta in basso)
B_{4sup}	=	1,00 ml	(profondità mensola disposta in alto)
h_1	=	7,00 ml	(profondità imbasamento cassone)
b	=	1,30 ml	(altezza sul l.m.m. ostacolo all'onda)
γ_w	=	1,026 ton/mc	(peso specifico acqua marina)

- Grandezze caratteristiche

d_0	=	7,00 ml	(profondità imbasamento scogliera)
H	=	1,58 ml	(altezza d'onda)
T	=	8,18 sec	(periodo d'onda)
L	=	62,98 ml	(lunghezza d'onda alla prof. d_0)

Livello di innalzamento della pressione

$$kh=(2\pi h/L)= 0,70$$

h_0	=	0,21 ml
β	=	1,79 ml
β'	=	1,37 ml

- Azioni massime sulla parete verticale esposta al moto ondoso (cresta - $t = 0$ sec)

p_A	=	0,47 ton/mq
p_B	=	1,72 ton/mq
p_C	=	1,29 ton/mq

$Qk_{3dSt0H1r}$	=	10,80 ton
$Qk_{3dSt0H1t}$	=	14,43 ton
$Qk_{3dSt0H2r}$	=	160,18 ton
$Qk_{3dSt0H2t}$	=	26,65 ton
Qk_{3dSt0H}	=	212,05 ton

$ZQk_{3dSt0H1r}$	=	7,65 ml	(quota rispetto all'imbasamento di $ZQk_{3dSt0H1r}$)
$ZQk_{3dSt0H1t}$	=	7,43 ml	(quota rispetto all'imbasamento di $ZQk_{3dSt0H1t}$)
$ZQk_{3dSt0H2r}$	=	3,50 ml	(quota rispetto all'imbasamento di $ZQk_{3dSt0H2r}$)
$ZQk_{3dSt0H2t}$	=	4,67 ml	(quota rispetto all'imbasamento di $ZQk_{3dSt0H2t}$)
ZQk_{3dSt0H}	=	4,13 ml	(quota rispetto all'imbasamento di ZQk_{3dSt0H})

- Azioni massime sulla parete verticale non esposta al moto ondoso (cavo - $t = T/2$)

p_D	=	1,41 ton/mq
p_E	=	1,29 ton/mq

$Qk3_{dST/2H1}$	=	-17,13 ton	
$Qk3_{dST/2H2r}$	=	-140,35 ton	
$Qk3_{dST/2H2t}$	=	5,80 ton	
$Qk3_{dST/2H}$	=	-151,68 ton	
$ZQk3dST/2H1$	=	6,08 ml	(quota rispetto all'imbasamento di $ZQk3dST/2H1$)
$ZQk3dST/2H2r$	=	2,81 ml	(quota rispetto all'imbasamento di $ZQk3dST/2H2r$)
$ZQk3dST/2H2t$	=	1,88 ml	(quota rispetto all'imbasamento di $ZQk3dST/2H2t$)
$ZQk3dST/2H$	=	3,22 ml	(quota rispetto all'imbasamento di $ZQk3dST/2H$)

- Azioni dovute alle sovrappressioni sul fondo (cresta - $t = 0$ sec / cavo - $t=T/2$)

δp_1	=	1,29 ton/mq	(incremento lato parete esposta per $t = 0$ sec)
δp_2	=	1,29 ton/mq	(incremento lato parete non esposta per $t = T/2$)
$Qk3_{dSt0V}$	=	-85,24 ton	
$YQk3dSt0V$	=	4,97 ml	(ordinata dal bordo superiore di $Qk3dSt0V$)
$Y'Qk3dSt0V$	=	2,48 ml	(ordinata dal bordo inferiore di $Qk3dSt0V$)
$Qk3_{dST/2V}$	=	-85,24 ton	
$YQk3dST/2V$	=	2,48 ml	(ordinata dal bordo superiore di $Qk3dST/2V$)
$Y'Qk3dST/2V$	=	4,97 ml	(ordinata dal bordo inferiore di $Qk3dST/2V$)

AZIONI SISMICHE

- Caratteristiche zona sismica

k_h	=	0,0149	
-------	---	--------	--

- Azioni sismiche relative alla struttura

P_{sG1RC}	=	286,61 ton	(peso sismico relativo a G1RC)
P_{sG1RP}	=	134,99 ton	(peso sismico relativo a G1RP)
P_{sG1P}	=	326,68 ton	(peso sismico relativo a G1P)
P_{sG1F}	=	112,67 ton	(peso sismico relativo a G1F)
P_{sG2PM}	=	242,84 ton	(peso sismico relativo a G2PM)
P_{sG2PP}	=	0,00 ton	(peso sismico relativo a G2PP)
E_{sG1RC}	=	4,27 ton	(azione sismica relativa a G1RC)
E_{sG1RP}	=	2,01 ton	(azione sismica relativa a G1RP)
E_{sG1P}	=	4,87 ton	(azione sismica relativa a G1P)
E_{sG1F}	=	1,68 ton	(azione sismica relativa a G1F)
E_{sG1}	=	12,83 ton	(azione sismica relativa a G1)
Z_{sG1RC}	=	4,33 ml	(quota di E_{sG1RC} dall'imbasamento)

Z_{sG1RP}	=	2,60 ml	(quota di EsG1RP dall'imbasamento)
Z_{sG1P}	=	4,21 ml	(quota di EsG1P dall'imbasamento)
Z_{sG1F}	=	0,30 ml	(quota di EsG1F dall'imbasamento)
Z_{sG1}	=	3,49 ml	(quota di EsG1 dall'imbasamento)
E_{sG2PM}	=	3,62 ton	(azione sismica relativa a G2PM)
E_{sG2PP}	=	0,00 ton	(azione sismica relativa a G2PP)
E_{sG2P}	=	3,62 ton	(azione sismica relativa a G2P)
Z_{sG2PM}	=	7,90 ml	(quota di EsG2PM dall'imbasamento)
Z_{sG2PP}	=	8,90 ml	(quota di EsG2PP dall'imbasamento)
Z_{sG2P}	=	7,90 ml	(quota di EsG2P dall'imbasamento)

- Azione sismica relativa al sovraccarico sul massiccio

Ψ_{21}	=	0,60	(coeff. di combinazione sismica del sovraccarico)
P_{sQk1}	=	297,36 ton	(peso sismico relativo al sovraccarico)
E_{sQk1}	=	4,43 ton	(azione sismica relativa al sovraccarico)
Z_{sQ1k}	=	8,30 ml	(quota di applicazione di F_{Q1} dall'imbasamento)

- Azione sismica sull'acqua

$E_{w\delta Swm}$	=	5,41 ton	(incremento sismico spinta acqua a monte)
$E_{w\delta Swv}$	=	7,73 ton	(incremento sismico spinta acqua a valle)
Z_{wm}	=	4,67 ml	(quota di $E_{w\delta Swm}$ dall'imbasamento)
Z_{wv}	=	4,67 ml	(quota di $E_{w\delta Swv}$ dall'imbasamento)

AZIONI DOVUTE AL TERRAPIENO

LATO: esterno

Caratteristiche del cassone

B2	=	17,70 ml	(lato maggiore fusto cassone)
B3	=	6,45 ml	(larghezza fusto cassone)
B4F	=	0,00 ml	(profondità mensola in basso/lato sx)
B4P	=	1,00 ml	(profondità mensola in alto/lato dx)
h1	=	7,00 ml	(profondità imbasamento cassone)
h2	=	1,30 ml	(quota terrapieno sul l.m.m.)
s4	=	0,60 ml	(spessore fondo)
γ_w	=	1,026 ton/mc	(peso specifico acqua marina)

- Spinta del terrapieno sulla parete verticale (analisi di tipo M1)

M1	γ (ton/m ³)	γ_{sat} (ton/m ³)	γ' (ton/m ³)	ϕ (°)	$\tan(\phi)$	c' (kg/cm ²)	c_u (kg/cm ²)
Terrapieno	1,80	1,90	0,87	30,00	0,58	0,00	0,00
					°sessag.	rad	
Angolo di attrito interno			f	=	30,00	0,524	
Angolo di attrito terra muro			d	=	20,00	0,349	
Inclinazione parete			b	=	0	0,000	
Inclinazione terrapieno			o	=	0	0,000	
Coeff. intensità sismica			k_h	=	0,0149		
arctan(k_h)			t	=	0,85	0,015	
Coeff. di spinta attiva			K_a	=	0,297		
Coeff. di spinta attiva dinamica			K_d	=	0,307		

Spinta statica

G_{2tH-em}	=	8,00	ton	(spinta statica terreno emerso)
$G_{2tH-immr}$	=	86,20	ton	(spinta statica terreno sommerso - aliquota rett.)
$G_{2tH-immt}$	=	112,68	ton	(spinta statica terreno sommerso - aliquota triang.)
$G_{2tH(M1)}$	=	206,89	ton	(spinta statica terreno - M1)
$Z_{G2tH-em}$	=	7,43	ml	(quota di G_{2tH-em} dall'imbasamento)
$Z_{G2tH-immr}$	=	3,50	ml	(quota di $G_{2tH-immr}$ dall'imbasamento)
$Z_{G2tH-immt}$	=	2,33	ml	(quota di $G_{2tH-immt}$ dall'imbasamento)
Z_{G2tH}	=	3,02	ml	(quota di $G_{2tH(M1)}$ dall'imbasamento - M1)

Incremento di spinta dinamico

E_{t-emt}	=	8,25	ton	
E_{t-imm}	=	116,19	ton	
ΔE_{t-emr}	=	1,30	ton	(incremento spinta dinamica terreno emerso rett.)
ΔE_{t-emt}	=	0,25	ton	(incremento spinta dinamica terreno emerso triang.)
ΔE_{t-imm}	=	3,50	ton	(incremento spinta dinamica terreno sommerso)
$\Delta E_{t(M1)}$	=	5,05	ton	(incremento spinta dinamica sul terreno - M1)
$Z_{\Delta E_{t-emr}}$	=	7,65	ml	(quota di ΔE_{t-emr} dall'imbasamento)
$Z_{\Delta E_{t-emt}}$	=	7,43	ml	(quota di ΔE_{t-emt} dall'imbasamento)
$Z_{\Delta E_{t-imm}}$	=	3,50	ml	(quota di ΔE_{t-imm} dall'imbasamento)
$Z_{\Delta E_{t}}$	=	4,76	ml	(quota di $\Delta E_{t(M1)}$ dall'imbasamento - M1)

- Spinta del terrapieno sulla parete verticale (analisi di tipo M2)

$\gamma_{M\phi'}$	=	1,25	(coefficiente M2 da applicare a $\tan\phi$)
$\gamma_{Mc'}$	=	1,25	(coefficiente M2 da applicare a c')
γ_{Mc_u}	=	1,40	(coefficiente M2 da applicare a c_u)
$\gamma_{M\gamma}$	=	1,00	(coefficiente M2 da applicare a γ)

M2	γ_{M2} (ton/m ³)	$\gamma_{sat M2}$ (ton/m ³)	γ'_{M2} (ton/m ³)	ϕ_{M2} (°)	$\tan(\phi_{M2})$	c'_{M2} (kg/cm ²)	$c_{u M2}$ (kg/cm ²)
Terrapieno	1,80	1,90	0,87	24,79	0,46	0,00	0,00

			°sessag.	rad
Angolo di attrito interno	f	=	24,79	0,433
Angolo di attrito terra muro	d	=	16,53	0,288
Inclinazione parete	b	=	0	0,000
Inclinazione terrapieno	o	=	0	0,000
Coeff. intensità sismica	k _h	=	0,0149	
arctan(k _h)	t	=	0,85	0,015
Coeff. di spinta attiva	K _a	=	0,364	
Coeff. di spinta attiva dinamica	K _d	=	0,374	

Spinta statica

G _{2tH-em}	=	9,79	ton	(spinta statica terreno emerso)
G _{2tH-immr}	=	105,45	ton	(spinta statica terreno sommerso - aliquota rett.)
G _{2tH-immt}	=	137,86	ton	(spinta statica terreno sommerso - aliquota triang.)
G _{2tH(M2)}	=	253,10	ton	(spinta statica terreno - M2)
Z _{G2tH-em}	=	7,43	ml	(quota di G2tH-em dall'imbasamento)
Z _{G2tH-immr}	=	3,50	ml	(quota di G2tH-immr dall'imbasamento)
Z _{G2tH-immt}	=	2,33	ml	(quota di G2tH-immt dall'imbasamento)
Z _{G2tH}	=	3,02	ml	(quota di G2tH(M2) dall'imbasamento - M2)

Incremento di spinta dinamico

E _{t-ent}	=	10,07	ton	
E _{t-imm}	=	141,77	ton	
ΔE _{t-emr}	=	1,45	ton	(incremento spinta dinamica terreno emerso rett.)
ΔE _{t-ent}	=	0,28	ton	(incremento spinta dinamica terreno emerso triang.)
ΔE _{t-imm}	=	3,92	ton	(incremento spinta dinamica terreno sommerso)
ΔE _{t(M2)}	=	4,19	ton	(incremento spinta dinamica - M2)
Z _{ΔEt-emr}	=	7,65	ml	(quota di ΔEt-emr dall'imbasamento)
Z _{ΔEt-ent}	=	7,43	ml	(quota di ΔEt-ent dall'imbasamento)
Z _{ΔEt-imm}	=	3,50	ml	(quota di ΔEt-imm dall'imbasamento)
Z _{ΔEt}	=	4,76	ml	(quota di ΔEt(M2) dall'imbasamento - M2)

- Peso dell'ammasso sulle mensole di fondazione (analisi di tipo M1)

G _{2tV-mext}	=	0,00	ton	(peso ammasso sulla mensola esterna)
G _{2tV-mint}	=	0,00	ton	(peso ammasso sulla mensola interna)
G _{2tV(M1)}	=	0,00	ton	(peso ammasso sulle mensole - M1)
YG _{2tV(M1)}	=	0,00	ml	(ordinata dal bordo superiore di G2tV(M1)- M1)
Y'G _{2tV(M1)}	=	0,00	ml	(ordinata dal bordo inferiore di G2tV(M1)- M1)

- Peso dell'ammasso sulle mensole di fondazione (analisi di tipo M2)

G _{2tV-mext}	=	0,00	ton	(peso ammasso sulla mensola esterna)
-----------------------	---	------	-----	--------------------------------------

$G_{2tV\text{-mint}}$	=	0,00	ton	(peso ammasso sulla mensola interna)
$G_{2tV(M2)}$	=	0,00	ton	(peso ammasso sulle mensole - M2)
$YG_{2tV(M2)}$	=	0,00	ml	(ordinata dal bordo superiore di $G_{2tV(M2)}$ - M2)
$Y'G_{2tV(M2)}$	=	0,00	ml	(ordinata dal bordo inferiore di $G_{2tV(M2)}$ - M2)

QUADRO DI SINTESI DELLE AZIONI ELEMENTARI SUL MANUFATTO

		F _{vert} (ton)	F _{orizz} (ton)	Y (ml)	Y' (ml)	Z (ml)	
G1	=	1505,12		3,82	3,63		(peso proprio del cassone)
G2P	=	242,84		3,95	3,50		(carichi permanenti)
G2iV1	=	-947,05		3,73	3,73		(sottospinta idraulica fondo)
G2iV2	=	340,80		1,57	5,88		(spinta idraulica pareti or.)
G2tH(M1)	=		206,89			3,02	(spinta statica terreno - M1)
G2tV(M1)	=	0,00		0,00	0,00		(peso ammasso mensole - M1)
G2tH(M2)	=		253,10			3,02	(spinta statica terreno - M2)
G2tV(M2)	=	0,00		0,00	0,00		(peso ammasso mensole - M2)
Qk1	=	495,60		3,95	3,50		(entità sovraccarico)
Qk2	=		100,00			8,80	(entità tiro alla bitta)
Qk3dSt0H	=		212,05			4,13	(sainflou pareti - cresta - t=0)
Qk3dSt0V	=	-85,24		4,97	2,48		(sainflou fondo - cresta - t=0)
Qk3dST/2H	=		-151,68			3,22	(sainflou pareti - cavo - t=T/2)
Qk3dST/2V	=	-85,24		2,48	4,97		(sainflou fondo - cavo - t=T/2)
EsG1	=		12,83			3,49	(azione sismica relativa a G1)
EsG2P	=		3,62			7,90	(azione sismica relativa a G2P)
EsQk1	=		4,43			8,30	(azione sismica relativa a Qk1)
EwδSwm	=		5,41			4,67	(Westergaard - monte)
EwδSwv	=		7,73			4,67	(Westergaard - valle)
ΔEt(M1)	=		5,05			4,76	(incr. dinamico terreno - M1)
ΔEt(M2)	=		4,19			4,76	(incr. dinamico terreno - M2)

5.3. COMBINAZIONI DI VERIFICA

I calcoli geotecnici e di stabilità dei cassoni sono condotti nell'ipotesi di strutture assimilabili a muri di sostegno di tipo rigido a gravità, come suggerito nel § 6.5.3.1.1 del D.M. 14/01/2008. In particolare, le verifiche condotte sono articolate come di seguito riassunto, in accordo ai §§ 6.5.3.1.1 e 7.11 delle NTC08:

VERIFICHE PER SLU STATICI

- Verifica di capacità portante del terreno di sedime (tipo GEO):
 - Coefficienti sulle azioni: tipo A2
 - Coefficienti sul terreno tipo M2
 - Coefficienti di sicurezza tipo $R2 = 1,00$ (tab. 6.5.I NTC 08)
- Verifica allo scorrimento sul piano di imbasamento (tipo GEO):
 - Coefficienti sulle azioni: tipo A2
 - Coefficienti sul terreno tipo M2
 - Coefficienti di sicurezza tipo $R2 = 1,00$ (tab. 6.5.I NTC 08)
- Verifica al ribaltamento del manufatto (tipo EQU):
 - Coefficienti sulle azioni: tipo EQU
 - Coefficienti sul terreno tipo M2
 - Coefficienti di sicurezza 1,00

VERIFICHE PER SLU SISMICI

- Verifica di capacità portante del terreno di sedime (tipo GEO):
 - Coefficienti sulle azioni: Unitari
 - Coefficienti sul terreno tipo M2
 - Coefficienti di sicurezza tipo $R2 = 1,00$ (tab. 6.5.I NTC 08)
- Verifica allo scorrimento sul piano di imbasamento (tipo GEO):
 - Coefficienti sulle azioni: Unitari
 - Coefficienti sul terreno tipo M2
 - Coefficienti di sicurezza tipo $R2 = 1,00$ (tab. 6.5.I NTC 08)
- Verifica al ribaltamento del manufatto (tipo EQU):
 - Coefficienti sulle azioni: Unitari
 - Coefficienti sul terreno tipo M2
 - Coefficienti di sicurezza 1,00

Nelle combinazioni di calcolo, differenziate per ciascun tipo di verifica condotta, si è inoltre tenuta in considerazione, con gli opportuni coefficienti di cui alle tabelle 6.2.I, 6.2.III e 6.2.IV delle NTC08, tanto degli effetti favorevoli quanto di quelli sfavorevoli di ciascuna delle azioni elementari considerate, nonché della tabella 2.5.I per i coefficienti di contemporaneità delle azioni, assimilando le azioni dei sovraccarichi alla Cat. C (ambienti suscettibili di affollamento) e le azioni di moto ondoso e di tiro alla bitta alla tipologia Vento.

5.4. VERIFICHE SLU CASSONI TIPO B2

5.4.1. SLU STATICI – AZIONE VARIABILE FONDAMENTALE Q_{k1}

Comb. SLU statica - Az. Dominante: Sovraccarichi di Banchina - Moto Ondoso in Fase di Cavo

Tipo di Combinazione	=	SLU statica	
Azione Variabile Dominante	=	Q_{k1}	
Condizioni moto ondoso	=	Cavo	(concorde con la spinta del terrapieno)
Ribaltamento rispetto al bordo	=	interno	

Verifica: Capacità portante della fondazione

Azioni Tipo	=	A2 (GEO)	(§ 6.5.3.1.1 NTC08)
Terreno Tipo	=	M2	(§ 6.5.3.1.1 NTC08)
Coefficiente di sicurezza	=	R2	$\gamma_{Rq} = 1,00$ (§ 6.5.3.1.1 NTC08)

Determinazione dei coefficienti di combinazione				γ_i	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	$\gamma_i \times \Psi_{ij}$
G1	SI	Perm. Strutturale	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2P	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV1	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV2	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tH(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tV(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
Qk1	SI	Var. Cat.C	sfav.	1,30	0,70	0,70	0,60	1,30
Qk2	SI	Var. Vento	sfav.	1,30	0,60	0,20	0,00	0,78
Qk3dST/2H	SI	Var. Vento	sfav.	-1,30	0,60	0,20	0,00	-0,78
Qk3dST/2V	SI	Var. Vento	sfav.	1,30	0,60	0,20	0,00	0,78
EsG1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsG2P	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsQk1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EwδSwm	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EwδSwv	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
ΔEt(M2)	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00

Azioni combinate	Y (ml)	Y' (ml)	Z (ml)	F_{vert} (ton)	F_{orizz} (ton)	M_{stab} (ton×ml)	M_{rib} (ton×ml)	M'_{stab} (ton×ml)	M'_{rib} (ton×ml)
G1	3,82	3,63	0,00	1 505,12	0,00	5 748,15	---	---	---
G2P	3,95	3,50	0,00	242,84	0,00	959,23	---	---	---
G2iV1	3,73	3,73	0,00	-947,05	0,00	---	3 527,78	---	---
G2iV2	1,57	5,88	0,00	340,80	0,00	536,23	---	---	---
G2tH(M2)	0,00	0,00	3,02	0,00	253,10	---	763,55	---	---
G2tV(M2)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk1	3,95	3,50	0,00	644,28	0,00	2 544,91	---	---	---

Qk2	0,00	0,00	8,80	0,00	78,00	---	686,40	---	---
Qk3dST/2H	0,00	0,00	3,22	0,00	118,31	---	380,79	---	---
Qk3dST/2V	2,48	4,97	0,00	-66,49	0,00	---	165,11	---	---
EsG1	0,00	0,00	3,49	0,00	0,00	---	---	---	---
EsG2P	0,00	0,00	7,90	0,00	0,00	---	---	---	---
EsQk1	0,00	0,00	8,30	0,00	0,00	---	---	---	---
EwδSwm	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
EwδSwv	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
ΔEt(M2)	0,00	0,00	4,76	0,00	0,00	---	---	---	---
Azioni di verifica allo SLU per Capacità portante della fondazione	ΣF_{vert}			ΣF_{orizz}		ΣM_{stab}		ΣM_{rib}	
	(ton)			(ton)		(ton×ml)		(ton×ml)	
1 719,50			449,42		9 788,52		5 523,62		0,00 0,00

Risultante forze verticali $\Sigma N = 1\,719,50$ ton
Risultante forze orizzontali $\Sigma T = 449,42$ ton
Risultante momenti $\Sigma M = 4\,264,91$ ton×m

Larghezza fondazione $L = 7,45$ ml
Lunghezza fondazione $B = 17,70$ ml
Profondità fondazione dal p.c. $D = 0,00$ ml

Eccentricità delle azioni $e = 1,24$ ml
Limite nocciolo d'inerzia $L/6 = 1,24$ ml

Tensioni sul terreno (bordo int.) $\sigma_{\text{int}} = 26,11$ ton/mq
Tensioni sul terreno (bordo est.) $\sigma_{\text{ext}} = 0,00$ ton/mq
Tensione massima sul terreno $\sigma_{\text{max}} = 26,11$ ton/mq

Terreno di sedime Scanno

Angolo d'attrito (M2) $\varphi(M2) = 33,87^\circ$
Coesione efficace (M2) $c'(M2) = 0,000$ ton/mq
Coesione non drenata (M2) $c_u(M2) = 0,000$ ton/mq
Peso specifico (M2) $\gamma(M2) = 1,700$ ton/mc
Peso specifico saturo (M2) $\gamma_{\text{sat}}(M2) = 1,800$ ton/mc
Peso specifico immerso (M2) $\gamma'(M2) = 0,774$ ton/mc

Coeff. adimensionali calcolo di Q_{lim}
 $N_c = 41,69$
 $N_q = 28,99$
 $N_\gamma = 40,26$

Fattori di forma per il calcolo di Q_{lim}
 $\zeta_c = 1,29$
 $\zeta_q = 1,28$
 $\zeta_\gamma = 0,83$

Carico limite terreno di sedime $q_{\text{lim}} = 96,53$ ton/mq

Carico limite di calcolo ($q_{\text{lim}}/\gamma_{Rq}$) $q_d = 96,53$ ton/mq $\geq \sigma_{\text{max}}$ (Verifica soddisfatta)

Verifica: Scorrimento sul piano di posa

Azioni Tipo = A2 (GEO) (§ 6.5.3.1.1 NTC08)
 Terreno Tipo = M2 (§ 6.5.3.1.1 NTC08)
 Coefficiente di sicurezza = R2 $\gamma_{Rs} = 1,00$ (§ 6.5.3.1.1 NTC08)

Determinazione dei coefficienti di combinazione				γ_i	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	$\gamma_i \times \Psi_{ij}$
G1	SI	Perm. Strutturale	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2P	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV1	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV2	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tH(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tV(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
Qk1	SI	Var. Cat.C	fav.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk2	SI	Var. Vento	sfav.	1,30	0,60	0,20	0,00	0,78
Qk3dST/2H	SI	Var. Vento	sfav.	-1,30	0,60	0,20	0,00	-0,78
Qk3dST/2V	SI	Var. Vento	sfav.	1,30	0,60	0,20	0,00	0,78
EsG1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsG2P	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsQk1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EwδSwm	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EwδSwv	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
ΔEt(M2)	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00

Azioni combinate	Y (ml)	Y' (ml)	Z (ml)	F _{vert} 0,00	F _{orizz} 0,00	M _{stab} (ton×ml)	M _{rib} (ton×ml)	M' _{stab} (ton×ml)	M' _{rib} (ton×ml)
G1	3,82	3,63	0,00	1 505,12	0,00	5 748,15	---	---	---
G2P	3,95	3,50	0,00	242,84	0,00	959,23	---	---	---
G2iV1	3,73	3,73	0,00	-947,05	0,00	---	3 527,78	---	---
G2iV2	1,57	5,88	0,00	340,80	0,00	536,23	---	---	---
G2tH(M2)	0,00	0,00	3,02	0,00	253,10	---	763,55	---	---
G2tV(M2)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk1	3,95	3,50	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk2	0,00	0,00	8,80	0,00	78,00	---	686,40	---	---
Qk3dST/2H	0,00	0,00	3,22	0,00	118,31	---	380,79	---	---
Qk3dST/2V	2,48	4,97	0,00	-66,49	0,00	---	165,11	---	---
EsG1	0,00	0,00	3,49	0,00	0,00	---	---	---	---
EsG2P	0,00	0,00	7,90	0,00	0,00	---	---	---	---
EsQk1	0,00	0,00	8,30	0,00	0,00	---	---	---	---
EwδSwm	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
EwδSwv	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
ΔEt(M2)	0,00	0,00	4,76	0,00	0,00	---	---	---	---
Azioni di verifica allo SLU per Scorrimento sul piano di posa				ΣF _{vert} 0,00	ΣF _{orizz} 0,00	ΣM _{stab} (ton×ml)	ΣM _{rib} (ton×ml)	ΣM' _{stab} (ton×ml)	ΣM' _{rib} (ton×ml)
				1 075,22	449,42	7 243,62	5 523,62	0,00	0,00

Risultante forze verticali	$\Sigma N =$	1 075,22	ton
Risultante forze orizzontali	$\Sigma T =$	449,42	ton
Risultante momenti	$\Sigma M =$	1 720,00	ton×m

Terreno di sedime	Scanno		
Angolo d'attrito (M2)	$\varphi(M2) =$	33,87°	
Coefficiente d'attrito al fondo	$f =$	0,671	
Coeff. di verifica scorr. ($f \times \Sigma N / \Sigma T$)	$\mu_s =$	1,606	$\geq \gamma R_s$ (Verifica soddisfatta)

Verifica: Ribaltamento

Azioni Tipo	= EQU	(§ 6.5.3.1.1 NTC08)
Terreno Tipo	= M2	(§ 6.5.3.1.1 NTC08)
Coefficiente di sicurezza	= R2	$\gamma R_r = 1,00$ (§ 6.5.3.1.1 NTC08)

Determinazione dei coefficienti di combinazione				γ_i	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	$\gamma_i \times \Psi_{ij}$
G1	SI	Perm. Strutturale	fav.	0,90	-	-	-	0,90
G2P	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	0,90	-	-	-	0,90
G2iV1	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	0,90	-	-	-	0,90
G2iV2	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	0,90	-	-	-	0,90
G2tH(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	0,90	-	-	-	0,90
G2tV(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	0,90	-	-	-	0,90
Qk1	SI	Var. Cat.C	fav.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk2	SI	Var. Vento	sfav.	1,50	0,60	0,20	0,00	0,90
Qk3dST/2H	SI	Var. Vento	sfav.	-1,50	0,60	0,20	0,00	-0,90
Qk3dST/2V	SI	Var. Vento	sfav.	1,50	0,60	0,20	0,00	0,90
EsG1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsG2P	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsQk1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EwδSwm	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EwδSwv	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
ΔEt(M2)	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00

Azioni combinate	Y (ml)	Y' (ml)	Z (ml)	F _{vert} 0,00	F _{orizz} 0,00	M _{stab} (ton×ml)	M _{rib} (ton×ml)	M' _{stab} (ton×ml)	M' _{rib} (ton×ml)
G1	3,82	3,63	0,00	1 354,61	0,00	5 173,34	---	---	---
G2P	3,95	3,50	0,00	218,56	0,00	863,31	---	---	---
G2iV1	3,73	3,73	0,00	-852,35	0,00	---	3 175,00	---	---
G2iV2	1,57	5,88	0,00	306,72	0,00	482,61	---	---	---
G2tH(M2)	0,00	0,00	3,02	0,00	227,79	---	687,19	---	---
G2tV(M2)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk1	3,95	3,50	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk2	0,00	0,00	8,80	0,00	90,00	---	792,00	---	---

Qk3dST/2H	0,00	0,00	3,22	0,00	136,51	---	439,37	---	---
Qk3dST/2V	2,48	4,97	0,00	-76,71	0,00	---	190,51	---	---
EsG1	0,00	0,00	3,49	0,00	0,00	---	---	---	---
EsG2P	0,00	0,00	7,90	0,00	0,00	---	---	---	---
EsQk1	0,00	0,00	8,30	0,00	0,00	---	---	---	---
EwδSwm	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
EwδSwv	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
ΔEt(M2)	0,00	0,00	4,76	0,00	0,00	---	---	---	---
Azioni di verifica allo SLU per Ribaltamento				ΣF_{vert}	ΣF_{orizz}	ΣM_{stab}	ΣM_{rib}	$\Sigma M'_{\text{stab}}$	$\Sigma M'_{\text{rib}}$
				0,00	0,00	(ton×ml)	(ton×ml)	(ton×ml)	(ton×ml)
				950,82	454,31	6 519,26	5 284,07	0,00	0,00

Coeff. verifica ribalt. ($\Sigma M_{\text{stab}}/\Sigma M_{\text{rib}}$) $\mu_r = 1,234 \geq \gamma_{Rr}$ (Verifica soddisfatta)

5.4.2. SLU STATICI – AZIONE VARIABILE FONDAMENTALE Q_{k2}

Comb. SLU statica - Az. Dominante: Tiro alla Bitta - Moto Ondoso in Fase di Cavo

Tipo di Combinazione = SLU statica
 Azione Variabile Dominante = Q_{k2}
 Condizioni moto ondoso = Cavo (concorde con la spinta del terrapieno)
 Ribaltamento rispetto al bordo = interno

Verifica: Capacità portante della fondazione

Azioni Tipo = A2 (GEO) (§ 6.5.3.1.1 NTC08)
 Terreno Tipo = M2 (§ 6.5.3.1.1 NTC08)
 Coefficiente di sicurezza = R2 $\gamma_{Rq} = 1,00$ (§ 6.5.3.1.1 NTC08)

Determinazione dei coefficienti di combinazione				γ_i	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	$\gamma_i \times \Psi_{ij}$
G1	SI	Perm. Strutturale	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2P	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV1	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV2	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tH(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tV(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
Qk1	SI	Var. Cat.C	sfav.	1,30	0,70	0,70	0,60	0,91
Qk2	SI	Var. Vento	sfav.	1,30	0,60	0,20	0,00	1,30
Qk3dST/2H	SI	Var. Vento	sfav.	-1,30	0,60	0,20	0,00	-0,78
Qk3dST/2V	SI	Var. Vento	sfav.	1,30	0,60	0,20	0,00	0,78
EsG1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsG2P	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsQk1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EwδSwm	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EwδSwv	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
ΔEt(M2)	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00

Azioni combinate	Y (ml)	Y' (ml)	Z (ml)	F _{vert} (ton)	F _{orizz} (ton)	M _{stab} (ton×ml)	M _{rib} (ton×ml)	M' _{stab} (ton×ml)	M' _{rib} (ton×ml)
G1	3,82	3,63	0,00	1 505,12	0,00	5 748,15	---	---	---
G2P	3,95	3,50	0,00	242,84	0,00	959,23	---	---	---
G2iV1	3,73	3,73	0,00	-947,05	0,00	---	3 527,78	---	---
G2iV2	1,57	5,88	0,00	340,80	0,00	536,23	---	---	---
G2tH(M2)	0,00	0,00	3,02	0,00	253,10	---	763,55	---	---
G2tV(M2)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk1	3,95	3,50	0,00	451,00	0,00	1 781,43	---	---	---
Qk2	0,00	0,00	8,80	0,00	130,00	---	1 144,00	---	---
Qk3dST/2H	0,00	0,00	3,22	0,00	118,31	---	380,79	---	---

Qk3dST/2V	2,48	4,97	0,00	-66,49	0,00	---	165,11	---	---
EsG1	0,00	0,00	3,49	0,00	0,00	---	---	---	---
EsG2P	0,00	0,00	7,90	0,00	0,00	---	---	---	---
EsQk1	0,00	0,00	8,30	0,00	0,00	---	---	---	---
EwδSwm	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
EwδSwv	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
ΔEt(M2)	0,00	0,00	4,76	0,00	0,00	---	---	---	---
Azioni di verifica allo SLU per Capacità portante della fondazione				ΣF_{vert}	ΣF_{orizz}	ΣM_{stab}	ΣM_{rib}	$\Sigma M'_{\text{stab}}$	$\Sigma M'_{\text{rib}}$
				(ton)	(ton)	(ton×ml)	(ton×ml)	(ton×ml)	(ton×ml)
				1 526,21	501,42	9 025,05	5 981,22	0,00	0,00

Risultante forze verticali $\Sigma N = 1\,526,21$ ton
Risultante forze orizzontali $\Sigma T = 501,42$ ton
Risultante momenti $\Sigma M = 3\,043,83$ ton×m

Larghezza fondazione $L = 7,45$ ml
Lunghezza fondazione $B = 17,70$ ml
Profondità fondazione dal p.c. $D = 0,00$ ml

Eccentricità delle azioni $e = 1,73$ ml
Limite nocciolo d'inerzia $L/6 = 1,24$ ml

Tensioni sul terreno (bordo int.) $\sigma_{\text{int}} = 28,82$ ton/mq
Tensioni sul terreno (bordo est.) $\sigma_{\text{ext}} = 0,00$ ton/mq
Tensione massima sul terreno $\sigma_{\text{max}} = 28,82$ ton/mq

Terreno di sedime Scanno

Angolo d'attrito (M2) $\varphi(M2) = 33,87^\circ$
Coesione efficace (M2) $c'(M2) = 0,000$ ton/mq
Coesione non drenata (M2) $c_u(M2) = 0,000$ ton/mq
Peso specifico (M2) $\gamma(M2) = 1,700$ ton/mc
Peso specifico saturo (M2) $\gamma_{\text{sat}}(M2) = 1,800$ ton/mc
Peso specifico immerso (M2) $\gamma'(M2) = 0,774$ ton/mc

Coeff. adimensionali calcolo di Q_{lim}
 $N_c = 41,69$
 $N_q = 28,99$
 $N_\gamma = 40,26$

Fattori di forma per il calcolo di Q_{lim}
 $\zeta_c = 1,29$
 $\zeta_q = 1,28$
 $\zeta_\gamma = 0,83$

Carico limite terreno di sedime $q_{\text{lim}} = 96,53$ ton/mq

Carico limite di calcolo ($q_{\text{lim}}/\gamma_{Rq}$) $q_d = 96,53$ ton/mq $\geq \sigma_{\text{max}}$ (Verifica soddisfatta)

Verifica: Scorrimento sul piano di posa

Azioni Tipo = A2 (GEO) (§ 6.5.3.1.1 NTC08)
 Terreno Tipo = M2 (§ 6.5.3.1.1 NTC08)
 Coefficiente di sicurezza = R2 $\gamma_{Rs} = 1,00$ (§ 6.5.3.1.1 NTC08)

Determinazione dei coefficienti di combinazione				γ_i	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	$\gamma_i \times \Psi_{ij}$
G1	SI	Perm. Strutturale	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2P	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV1	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV2	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tH(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tV(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
Qk1	SI	Var. Cat.C	fav.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk2	SI	Var. Vento	sfav.	1,30	0,60	0,20	0,00	1,30
Qk3dST/2H	SI	Var. Vento	sfav.	-1,30	0,60	0,20	0,00	-0,78
Qk3dST/2V	SI	Var. Vento	sfav.	1,30	0,60	0,20	0,00	0,78
EsG1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsG2P	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsQk1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
Ew δ Swm	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
Ew δ Swv	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
$\Delta Et(M2)$	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00

Azioni combinate	Y (ml)	Y' (ml)	Z (ml)	F _{vert} 0,00	F _{orizz} 0,00	M _{stab} (ton×ml)	M _{rib} (ton×ml)	M' _{stab} (ton×ml)	M' _{rib} (ton×ml)
G1	3,82	3,63	0,00	1 505,12	0,00	5 748,15	---	---	---
G2P	3,95	3,50	0,00	242,84	0,00	959,23	---	---	---
G2iV1	3,73	3,73	0,00	-947,05	0,00	---	3 527,78	---	---
G2iV2	1,57	5,88	0,00	340,80	0,00	536,23	---	---	---
G2tH(M2)	0,00	0,00	3,02	0,00	253,10	---	763,55	---	---
G2tV(M2)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk1	3,95	3,50	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk2	0,00	0,00	8,80	0,00	130,00	---	1 144,00	---	---
Qk3dST/2H	0,00	0,00	3,22	0,00	118,31	---	380,79	---	---
Qk3dST/2V	2,48	4,97	0,00	-66,49	0,00	---	165,11	---	---
EsG1	0,00	0,00	3,49	0,00	0,00	---	---	---	---
EsG2P	0,00	0,00	7,90	0,00	0,00	---	---	---	---
EsQk1	0,00	0,00	8,30	0,00	0,00	---	---	---	---
Ew δ Swm	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
Ew δ Swv	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
$\Delta Et(M2)$	0,00	0,00	4,76	0,00	0,00	---	---	---	---
Azioni di verifica allo SLU per Scorrimento sul piano di posa				ΣF_{vert} 0,00	ΣF_{orizz} 0,00	ΣM_{stab} (ton×ml)	ΣM_{rib} (ton×ml)	$\Sigma M'_{stab}$ (ton×ml)	$\Sigma M'_{rib}$ (ton×ml)
				1 075,22	501,42	7 243,62	5 981,22	0,00	0,00

Risultante forze verticali $\Sigma N = 1\ 075,22$ ton
 Risultante forze orizzontali $\Sigma T = 501,42$ ton

Risultante momenti	$\Sigma M =$	1 262,40	ton×m
Terreno di sedime	Scanno		
Angolo d'attrito (M2)	$\varphi(M2) =$	33,87°	
Coefficiente d'attrito al fondo	$f =$	0,671	
Coeff. di verifica scorr. ($f \times \Sigma N / \Sigma T$)	$\mu_s =$	1,439	$\geq \gamma R_s$ (Verifica soddisfatta)

Verifica: Ribaltamento

Azioni Tipo	= EQU	(§ 6.5.3.1.1 NTC08)
Terreno Tipo	= M2	(§ 6.5.3.1.1 NTC08)
Coefficiente di sicurezza	= R2	$\gamma R_r = 1,00$ (§ 6.5.3.1.1 NTC08)

Determinazione dei coefficienti di combinazione				γ_i	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	$\gamma_i \times \Psi_{ij}$
G1	SI	Perm. Strutturale	fav.	0,90	-	-	-	0,90
G2P	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	0,90	-	-	-	0,90
G2iV1	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	0,90	-	-	-	0,90
G2iV2	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	0,90	-	-	-	0,90
G2tH(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	0,90	-	-	-	0,90
G2tV(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	0,90	-	-	-	0,90
Qk1	SI	Var. Cat.C	fav.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk2	SI	Var. Vento	sfav.	1,50	0,60	0,20	0,00	1,50
Qk3dST/2H	SI	Var. Vento	sfav.	-1,50	0,60	0,20	0,00	-0,90
Qk3dST/2V	SI	Var. Vento	sfav.	1,50	0,60	0,20	0,00	0,90
EsG1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsG2P	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsQk1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EwδSwm	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EwδSwv	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
ΔEt(M2)	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00

Azioni combinate	Y (ml)	Y' (ml)	Z (ml)	F _{vert} 0,00	F _{orizz} 0,00	M _{stab} (ton×ml)	M _{rib} (ton×ml)	M' _{stab} (ton×ml)	M' _{rib} (ton×ml)
G1	3,82	3,63	0,00	1 354,61	0,00	5 173,34	---	---	---
G2P	3,95	3,50	0,00	218,56	0,00	863,31	---	---	---
G2iV1	3,73	3,73	0,00	-852,35	0,00	---	3 175,00	---	---
G2iV2	1,57	5,88	0,00	306,72	0,00	482,61	---	---	---
G2tH(M2)	0,00	0,00	3,02	0,00	227,79	---	687,19	---	---
G2tV(M2)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk1	3,95	3,50	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk2	0,00	0,00	8,80	0,00	150,00	---	1 320,00	---	---
Qk3dST/2H	0,00	0,00	3,22	0,00	136,51	---	439,37	---	---
Qk3dST/2V	2,48	4,97	0,00	-76,71	0,00	---	190,51	---	---

EsG1	0,00	0,00	3,49	0,00	0,00	---	---	---	---	
EsG2P	0,00	0,00	7,90	0,00	0,00	---	---	---	---	
EsQk1	0,00	0,00	8,30	0,00	0,00	---	---	---	---	
EwδSwm	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---	
EwδSwv	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---	
ΔEt(M2)	0,00	0,00	4,76	0,00	0,00	---	---	---	---	
Azioni di verifica allo SLU per Ribaltamento	ΣF_{vert}		ΣF_{orizz}	ΣM_{stab}		ΣM_{rib}		$\Sigma M'_{\text{stab}}$		$\Sigma M'_{\text{rib}}$
	0,00		0,00	(ton×ml)		(ton×ml)		(ton×ml)		(ton×ml)
		950,82	514,31	6 519,26	5 812,07	0,00	0,00			

Coeff. verifica ribalt. ($\Sigma M_{\text{stab}}/\Sigma M_{\text{rib}}$)

$\mu_r = 1,122 \geq \gamma R_r$ (Verifica soddisfatta)

5.4.3. SLU STATICI – AZIONE VARIABILE FONDAMENTALE Q_{k3} (Cavo)

Comb. SLU statica - Az. Dominante: Moto Ondoso - Moto Ondoso in Fase di Cavo

Tipo di Combinazione = SLU statica
 Azione Variabile Dominante = Q_{k3}
 Condizioni moto ondoso = Cavo (concorde con la spinta del terrapieno)
 Ribaltamento rispetto al bordo = interno

Verifica: Capacità portante della fondazione

Azioni Tipo = A2
 Terreno Tipo = M2
 Coefficiente di sicurezza = R2 $\gamma_{Rq} = 1,00$ (§ 6.5.3.1.1 NTC08)

Determinazione dei coefficienti di combinazione				γ_i	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	$\gamma_i \times \Psi_{ij}$
G1	SI	Perm. Strutturale	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2P	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV1	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV2	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tH(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tV(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
Qk1	SI	Var. Cat.C	sfav.	1,30	0,70	0,70	0,60	0,91
Qk2	SI	Var. Vento	sfav.	1,30	0,60	0,20	0,00	0,78
Qk3dST/2H	SI	Var. Vento	sfav.	-1,30	0,60	0,20	0,00	-1,30
Qk3dST/2V	SI	Var. Vento	sfav.	1,30	0,60	0,20	0,00	1,30
EsG1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsG2P	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsQk1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EwδSwm	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EwδSwv	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
ΔEt(M2)	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00

Azioni combinate	Y (ml)	Y' (ml)	Z (ml)	F _{vert} (ton)	F _{orizz} (ton)	M _{stab} (ton×ml)	M _{rib} (ton×ml)	M' _{stab} (ton×ml)	M' _{rib} (ton×ml)
G1	3,82	3,63	0,00	1 505,12	0,00	5 748,15	---	---	---
G2P	3,95	3,50	0,00	242,84	0,00	959,23	---	---	---
G2iV1	3,73	3,73	0,00	-947,05	0,00	---	3 527,78	---	---
G2iV2	1,57	5,88	0,00	340,80	0,00	536,23	---	---	---
G2tH(M2)	0,00	0,00	3,02	0,00	253,10	---	763,55	---	---
G2tV(M2)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk1	3,95	3,50	0,00	451,00	0,00	1 781,43	---	---	---
Qk2	0,00	0,00	8,80	0,00	78,00	---	686,40	---	---

Qk3dST/2H	0,00	0,00	3,22	0,00	197,18	---	634,64	---	---
Qk3dST/2V	2,48	4,97	0,00	-110,81	0,00	---	275,18	---	---
EsG1	0,00	0,00	3,49	0,00	0,00	---	---	---	---
EsG2P	0,00	0,00	7,90	0,00	0,00	---	---	---	---
EsQk1	0,00	0,00	8,30	0,00	0,00	---	---	---	---
EwδSwm	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
EwδSwv	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
ΔEt(M2)	0,00	0,00	4,76	0,00	0,00	---	---	---	---
Azioni di verifica allo SLU per Capacità portante della fondazione	ΣF_{vert}		ΣF_{orizz}		ΣM_{stab}	ΣM_{rib}	$\Sigma M'_{\text{stab}}$	$\Sigma M'_{\text{rib}}$	
	(ton)		(ton)		(ton×ml)	(ton×ml)	(ton×ml)	(ton×ml)	
		1 481,89	528,29		9 025,05	5 887,55	0,00	0,00	

Risultante forze verticali $\Sigma N = 1\,481,89$ ton
Risultante forze orizzontali $\Sigma T = 528,29$ ton
Risultante momenti $\Sigma M = 3\,137,51$ ton×m

Larghezza fondazione $L = 7,45$ ml
Lunghezza fondazione $B = 17,70$ ml
Profondità fondazione dal p.c. $D = 0,00$ ml

Eccentricità delle azioni $e = 1,61$ ml
Limite nocciolo d'inerzia $L/6 = 1,24$ ml

Tensioni sul terreno (bordo int.) $\sigma_{\text{int}} = 26,36$ ton/mq
Tensioni sul terreno (bordo est.) $\sigma_{\text{ext}} = 0,00$ ton/mq
Tensione massima sul terreno $\sigma_{\text{max}} = 26,36$ ton/mq

Terreno di sedime Scanno

Angolo d'attrito (M2) $\varphi(M2) = 33,87^\circ$
Coesione efficace (M2) $c'(M2) = 0,000$ ton/mq
Coesione non drenata (M2) $c_u(M2) = 0,000$ ton/mq
Peso specifico (M2) $\gamma(M2) = 1,700$ ton/mc
Peso specifico saturo (M2) $\gamma_{\text{sat}}(M2) = 1,800$ ton/mc
Peso specifico immerso (M2) $\gamma'(M2) = 0,774$ ton/mc

Coeff. adimensionali calcolo di Q_{lim}
 $N_c = 41,69$
 $N_q = 28,99$
 $N_\gamma = 40,26$

Fattori di forma per il calcolo di Q_{lim}
 $\zeta_c = 1,29$
 $\zeta_q = 1,28$
 $\zeta_\gamma = 0,83$

Carico limite terreno di sedime $q_{\text{lim}} = 96,53$ ton/mq

Carico limite di calcolo ($q_{\text{lim}}/\gamma_{Rq}$) $q_d = 96,53$ ton/mq $\geq \sigma_{\text{max}}$ (Verifica soddisfatta)

Verifica: Scorrimento sul piano di posa

Azioni Tipo = A2 (GEO) (§ 6.5.3.1.1 NTC08)
 Terreno Tipo = M2 (§ 6.5.3.1.1 NTC08)
 Coefficiente di sicurezza = R2 $\gamma_{Rs} = 1,00$ (§ 6.5.3.1.1 NTC08)

Determinazione dei coefficienti di combinazione				γ_i	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	$\gamma_i \times \Psi_{ij}$
G1	SI	Perm. Strutturale	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2P	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV1	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV2	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tH(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tV(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
Qk1	SI	Var. Cat.C	fav.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk2	SI	Var. Vento	sfav.	1,30	0,60	0,20	0,00	0,78
Qk3dST/2H	SI	Var. Vento	sfav.	-1,30	0,60	0,20	0,00	-1,30
Qk3dST/2V	SI	Var. Vento	sfav.	1,30	0,60	0,20	0,00	1,30
EsG1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsG2P	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsQk1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
Ew δ Swm	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
Ew δ Swv	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
$\Delta Et(M2)$	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00

Azioni combinate	Y (ml)	Y' (ml)	Z (ml)	F _{vert} 0,00	F _{orizz} 0,00	M _{stab} (ton×ml)	M _{rib} (ton×ml)	M' _{stab} (ton×ml)	M' _{rib} (ton×ml)
G1	3,82	3,63	0,00	1 505,12	0,00	5 748,15	---	---	---
G2P	3,95	3,50	0,00	242,84	0,00	959,23	---	---	---
G2iV1	3,73	3,73	0,00	-947,05	0,00	---	3 527,78	---	---
G2iV2	1,57	5,88	0,00	340,80	0,00	536,23	---	---	---
G2tH(M2)	0,00	0,00	3,02	0,00	253,10	---	763,55	---	---
G2tV(M2)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk1	3,95	3,50	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk2	0,00	0,00	8,80	0,00	78,00	---	686,40	---	---
Qk3dST/2H	0,00	0,00	3,22	0,00	197,18	---	634,64	---	---
Qk3dST/2V	2,48	4,97	0,00	-110,81	0,00	---	275,18	---	---
EsG1	0,00	0,00	3,49	0,00	0,00	---	---	---	---
EsG2P	0,00	0,00	7,90	0,00	0,00	---	---	---	---
EsQk1	0,00	0,00	8,30	0,00	0,00	---	---	---	---
Ew δ Swm	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
Ew δ Swv	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
$\Delta Et(M2)$	0,00	0,00	4,76	0,00	0,00	---	---	---	---
Azioni di verifica allo SLU per Scorrimento sul piano di posa				ΣF_{vert} 0,00	ΣF_{orizz} 0,00	ΣM_{stab} (ton×ml)	ΣM_{rib} (ton×ml)	$\Sigma M'_{stab}$ (ton×ml)	$\Sigma M'_{rib}$ (ton×ml)
				1 030,89	528,29	7 243,62	5 887,55	0,00	0,00

Risultante forze verticali	$\Sigma N =$	1 030,89	ton
Risultante forze orizzontali	$\Sigma T =$	528,29	ton
Risultante momenti	$\Sigma M =$	1 356,07	ton×m

Terreno di sedime	Scanno		
Angolo d'attrito (M2)	$\varphi(M2) =$	33,87°	
Coefficiente d'attrito al fondo	$f =$	0,671	
Coeff. di verifica scorr. ($f \times \Sigma N / \Sigma T$)	$\mu_s =$	1,310	$\geq \gamma R_s$ (Verifica soddisfatta)

Verifica: Ribaltamento

Azioni Tipo	= EQU	(§ 6.5.3.1.1 NTC08)
Terreno Tipo	= M2	(§ 6.5.3.1.1 NTC08)
Coefficiente di sicurezza	= R2	$\gamma R_r = 1,00$ (§ 6.5.3.1.1 NTC08)

Determinazione dei coefficienti di combinazione				γ_i	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	$\gamma_i \times \Psi_{ij}$
G1	SI	Perm. Strutturale	fav.	0,90	-	-	-	0,90
G2P	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	0,90	-	-	-	0,90
G2iV1	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	0,90	-	-	-	0,90
G2iV2	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	0,90	-	-	-	0,90
G2tH(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	0,90	-	-	-	0,90
G2tV(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	0,90	-	-	-	0,90
Qk1	SI	Var. Cat.C	fav.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk2	SI	Var. Vento	sfav.	1,50	0,60	0,20	0,00	0,90
Qk3dST/2H	SI	Var. Vento	sfav.	-1,50	0,60	0,20	0,00	-1,50
Qk3dST/2V	SI	Var. Vento	sfav.	1,50	0,60	0,20	0,00	1,50
EsG1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsG2P	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EsQk1	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EwδSwm	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
EwδSwv	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00
ΔEt(M2)	NO	Sisma	---	0,00	-	-	-	0,00

Azioni combinate	Y (ml)	Y' (ml)	Z (ml)	F _{vert} 0,00	F _{orizz} 0,00	M _{stab} (ton×ml)	M _{rib} (ton×ml)	M' _{stab} (ton×ml)	M' _{rib} (ton×ml)
G1	3,82	3,63	0,00	1 354,61	0,00	5 173,34	---	---	---
G2P	3,95	3,50	0,00	218,56	0,00	863,31	---	---	---
G2iV1	3,73	3,73	0,00	-852,35	0,00	---	3 175,00	---	---
G2iV2	1,57	5,88	0,00	306,72	0,00	482,61	---	---	---
G2tH(M2)	0,00	0,00	3,02	0,00	227,79	---	687,19	---	---
G2tV(M2)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk1	3,95	3,50	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk2	0,00	0,00	8,80	0,00	90,00	---	792,00	---	---

Qk3dST/2H	0,00	0,00	3,22	0,00	227,52	---	732,28	---	---
Qk3dST/2V	2,48	4,97	0,00	-127,86	0,00	---	317,51	---	---
EsG1	0,00	0,00	3,49	0,00	0,00	---	---	---	---
EsG2P	0,00	0,00	7,90	0,00	0,00	---	---	---	---
EsQk1	0,00	0,00	8,30	0,00	0,00	---	---	---	---
EwδSwm	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
EwδSwv	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00	---	---	---	---
ΔEt(M2)	0,00	0,00	4,76	0,00	0,00	---	---	---	---
Azioni di verifica allo SLU per Ribaltamento				ΣF_{vert}	ΣF_{orizz}	ΣM_{stab}	ΣM_{rib}	$\Sigma M'_{\text{stab}}$	$\Sigma M'_{\text{rib}}$
				0,00	0,00	(ton×ml)	(ton×ml)	(ton×ml)	(ton×ml)
				899,68	545,31	6 519,26	5 703,99	0,00	0,00

Coeff. verifica ribalt. ($\Sigma M_{\text{stab}}/\Sigma M_{\text{rib}}$)

$$\mu_r = 1,143 \geq \gamma_{Rr} \text{ (Verifica soddisfatta)}$$

5.4.4. SLU SISMICI (+)

Comb. SLU sismica (+)

Tipo di Combinazione = SLU sismica (+)
 Azione Variabile Dominante = ---
 Condizioni moto ondoso = --- ---
 Ribaltamento rispetto al bordo = interno

Verifica: Capacità portante della fondazione

Azioni Tipo = UNITARIE (Coeff. posti pari all'unità - § 7.11.1 NTC08)
 Terreno Tipo = M2 (§ 6.5.3.1.1 NTC08)
 Coefficiente di sicurezza = R2 $\gamma_{Rq} = 1,00$ (§ 7.11.1 - § 7.11.1 NTC08)

Determinazione dei coefficienti di combinazione				γ_i	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	$\gamma_i \times \Psi_{ij}$
G1	SI	Perm. Strutturale	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2P	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV1	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV2	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tH(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tV(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
Qk1	SI	Var. Cat.C	sfav.	1,00	0,70	0,70	0,60	0,60
Qk2	SI	Var. Vento	sfav.	1,00	0,60	0,20	0,00	0,00
Qk3dST/2H	SI	Var. Vento	sfav.	1,00	0,60	0,20	0,00	0,00
Qk3dST/2V	SI	Var. Vento	sfav.	1,00	0,60	0,20	0,00	0,00
EsG1	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
EsG2P	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
EsQk1	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
EwδSwm	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
EwδSwv	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
ΔEt(M2)	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00

Azioni combinate	Y (ml)	Y' (ml)	Z (ml)	F _{vert} (ton)	F _{orizz} (ton)	M _{stab} (ton×ml)	M _{rib} (ton×ml)	M' _{stab} (ton×ml)	M' _{rib} (ton×ml)
G1	3,82	3,63	0,00	1 505,12	0,00	5 748,15	---	---	---
G2P	3,95	3,50	0,00	242,84	0,00	959,23	---	---	---
G2iV1	3,73	3,73	0,00	-947,05	0,00	---	3 527,78	---	---
G2iV2	1,57	5,88	0,00	340,80	0,00	536,23	---	---	---
G2tH(M2)	0,00	0,00	3,02	0,00	253,10	---	763,55	---	---
G2tV(M2)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk1	3,95	3,50	0,00	297,36	0,00	1 174,57	---	---	---
Qk2	0,00	0,00	8,80	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk3dST/2H	0,00	0,00	3,22	0,00	0,00	---	---	---	---

Qk3dST/2V	2,48	4,97	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---				
EsG1	0,00	0,00	3,49	0,00	12,83	---	44,71	---	---				
EsG2P	0,00	0,00	7,90	0,00	3,62	---	28,59	---	---				
EsQk1	0,00	0,00	8,30	0,00	4,43	---	36,77	---	---				
EwδSwm	0,00	0,00	4,67	0,00	5,41	---	25,27	---	---				
EwδSwv	0,00	0,00	4,67	0,00	7,73	---	36,09	---	---				
ΔEt(M2)	0,00	0,00	4,76	0,00	4,19	---	19,98	---	---				
Azioni di verifica allo SLU per Capacità portante della fondazione	ΣF_{vert}		ΣF_{orizz}		ΣM_{stab}		ΣM_{rib}		$\Sigma M'_{\text{stab}}$		$\Sigma M'_{\text{rib}}$		
	(ton)		(ton)		(ton×ml)		(ton×ml)		(ton×ml)		(ton×ml)		
		1 439,06		291,32		8 418,19		4 482,73		0,00		0,00	

Risultante forze verticali $\Sigma N = 1\,439,06$ ton
Risultante forze orizzontali $\Sigma T = 291,32$ ton
Risultante momenti $\Sigma M = 3\,935,46$ ton×m

Larghezza fondazione $L = 7,45$ ml
Lunghezza fondazione $B = 17,70$ ml
Profondità fondazione dal p.c. $D = 0,00$ ml

Eccentricità delle azioni $e = 0,99$ ml
Limite nocciolo d'inerzia $L/6 = 1,24$ ml

Tensioni sul terreno (bordo int.) $\sigma_{\text{int}} = 19,62$ ton/mq
Tensioni sul terreno (bordo est.) $\sigma_{\text{ext}} = 2,21$ ton/mq
Tensione massima sul terreno $\sigma_{\text{max}} = 19,62$ ton/mq

Terreno di sedime Scanno

Angolo d'attrito (M2) $\varphi(M2) = 33,87^\circ$
Coesione efficace (M2) $c'(M2) = 0,000$ ton/mq
Coesione non drenata (M2) $c_u(M2) = 0,000$ ton/mq
Peso specifico (M2) $\gamma(M2) = 1,700$ ton/mc
Peso specifico saturo (M2) $\gamma_{\text{sat}}(M2) = 1,800$ ton/mc
Peso specifico immerso (M2) $\gamma'(M2) = 0,774$ ton/mc

Coeff. adimensionali calcolo di Q_{lim}
 $N_c = 41,69$
 $N_q = 28,99$
 $N_\gamma = 40,26$

Fattori di forma per il calcolo di Q_{lim}
 $\zeta_c = 1,29$
 $\zeta_q = 1,28$
 $\zeta_\gamma = 0,83$

Carico limite terreno di sedime $q_{\text{lim}} = 96,53$ ton/mq

Carico limite di calcolo ($q_{\text{lim}}/\gamma_{Rq}$) $q_d = 96,53$ ton/mq $\geq \sigma_{\text{max}}$ (Verifica soddisfatta)

Verifica: Scorrimento sul piano di posa

Azioni Tipo = UNITARIE (Coeff. posti pari all'unità - § 7.11.1 NTC08)
 Terreno Tipo = M2 (§ 6.5.3.1.1 NTC08)
 Coefficiente di sicurezza = R2 $\gamma_{Rs} = 1,00$ (§ 7.11.1 - § 7.11.1 NTC08)

Determinazione dei coefficienti di combinazione				γ_i	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	$\gamma_i \times \Psi_{ij}$
G1	SI	Perm. Strutturale	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2P	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV1	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV2	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tH(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tV(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
Qk1	SI	Var. Cat.C	fav.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk2	SI	Var. Vento	sfav.	1,00	0,60	0,20	0,00	0,00
Qk3dST/2H	SI	Var. Vento	sfav.	1,00	0,60	0,20	0,00	0,00
Qk3dST/2V	SI	Var. Vento	sfav.	1,00	0,60	0,20	0,00	0,00
EsG1	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
EsG2P	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
EsQk1	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
EwδSwm	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
EwδSwv	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
ΔEt(M2)	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00

Azioni combinate	Y (ml)	Y' (ml)	Z (ml)	F _{vert} 0,00	F _{orizz} 0,00	M _{stab} (ton×ml)	M _{rib} (ton×ml)	M' _{stab} (ton×ml)	M' _{rib} (ton×ml)
G1	3,82	3,63	0,00	1 505,12	0,00	5 748,15	---	---	---
G2P	3,95	3,50	0,00	242,84	0,00	959,23	---	---	---
G2iV1	3,73	3,73	0,00	-947,05	0,00	---	3 527,78	---	---
G2iV2	1,57	5,88	0,00	340,80	0,00	536,23	---	---	---
G2tH(M2)	0,00	0,00	3,02	0,00	253,10	---	763,55	---	---
G2tV(M2)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk1	3,95	3,50	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk2	0,00	0,00	8,80	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk3dST/2H	0,00	0,00	3,22	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk3dST/2V	2,48	4,97	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
EsG1	0,00	0,00	3,49	0,00	12,83	---	44,71	---	---
EsG2P	0,00	0,00	7,90	0,00	3,62	---	28,59	---	---
EsQk1	0,00	0,00	8,30	0,00	4,43	---	36,77	---	---
EwδSwm	0,00	0,00	4,67	0,00	5,41	---	25,27	---	---
EwδSwv	0,00	0,00	4,67	0,00	7,73	---	36,09	---	---
ΔEt(M2)	0,00	0,00	4,76	0,00	4,19	---	19,98	---	---
Azioni di verifica allo SLU per Scorrimento sul piano di posa				ΣF _{vert} 0,00	ΣF _{orizz} 0,00	ΣM _{stab} (ton×ml)	ΣM _{rib} (ton×ml)	ΣM' _{stab} (ton×ml)	ΣM' _{rib} (ton×ml)
				1 141,70	291,32	7 243,62	4 482,73	0,00	0,00

Risultante forze verticali $\Sigma N = 1 141,70$ ton
 Risultante forze orizzontali $\Sigma T = 291,32$ ton

Risultante momenti	$\Sigma M =$	2 760,88	ton×m
Terreno di sedime	Scanno		
Angolo d'attrito (M2)	$\varphi(M2) =$	33,87°	
Coefficiente d'attrito al fondo	f =	0,671	
Coeff. di verifica scorr. ($f \times \Sigma N / \Sigma T$)	$\mu_s =$	2,631	$\geq \gamma R_s$ (Verifica soddisfatta)

Verifica: Ribaltamento

Azioni Tipo	= UNITARIE	(Coeff. posti pari all'unità - § 7.11.1 NTC08)
Terreno Tipo	= M2	(§ 6.5.3.1.1 NTC08)
Coefficiente di sicurezza	= R2	$\gamma R_r = 1,00$ (§ 7.11.1 - § 7.11.1 NTC08)

Determinazione dei coefficienti di combinazione				γ_i	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	$\gamma_i \times \Psi_{ij}$
G1	SI	Perm. Strutturale	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2P	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV1	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2iV2	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tH(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
G2tV(M2)	SI	Perm. Comp. Def.	fav.	1,00	-	-	-	1,00
Qk1	SI	Var. Cat.C	fav.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk2	SI	Var. Vento	sfav.	1,00	0,60	0,20	0,00	0,00
Qk3dST/2H	SI	Var. Vento	sfav.	1,00	0,60	0,20	0,00	0,00
Qk3dST/2V	SI	Var. Vento	sfav.	1,00	0,60	0,20	0,00	0,00
EsG1	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
EsG2P	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
EsQk1	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
EwδSwm	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
EwδSwv	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00
ΔEt(M2)	SI	Sisma	sfav.	1,00	-	-	-	1,00

Azioni combinate	Y (ml)	Y' (ml)	Z (ml)	F _{vert} 0,00	F _{orizz} 0,00	M _{stab} (ton×ml)	M _{rib} (ton×ml)	M' _{stab} (ton×ml)	M' _{rib} (ton×ml)
G1	3,82	3,63	0,00	1 505,12	0,00	5 748,15	---	---	---
G2P	3,95	3,50	0,00	242,84	0,00	959,23	---	---	---
G2iV1	3,73	3,73	0,00	-947,05	0,00	---	3 527,78	---	---
G2iV2	1,57	5,88	0,00	340,80	0,00	536,23	---	---	---
G2tH(M2)	0,00	0,00	3,02	0,00	253,10	---	763,55	---	---
G2tV(M2)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk1	3,95	3,50	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk2	0,00	0,00	8,80	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk3dST/2H	0,00	0,00	3,22	0,00	0,00	---	---	---	---
Qk3dST/2V	2,48	4,97	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---

EsG1	0,00	0,00	3,49	0,00	12,83	---	44,71	---	---
EsG2P	0,00	0,00	7,90	0,00	3,62	---	28,59	---	---
EsQk1	0,00	0,00	8,30	0,00	4,43	---	36,77	---	---
EwδSwm	0,00	0,00	4,67	0,00	5,41	---	25,27	---	---
EwδSwv	0,00	0,00	4,67	0,00	7,73	---	36,09	---	---
ΔEt(M2)	0,00	0,00	4,76	0,00	4,19	---	19,98	---	---
Azioni di verifica allo SLU per Ribaltamento	ΣF_{vert}		ΣF_{orizz}		ΣM_{stab}	ΣM_{rib}	$\Sigma M'_{\text{stab}}$	$\Sigma M'_{\text{rib}}$	
	0,00		0,00		(ton×ml)	(ton×ml)	(ton×ml)	(ton×ml)	
	1 141,70		291,32		7 243,62	4 482,73	0,00	0,00	

Coeff. verifica ribalt. ($\Sigma M_{\text{stab}}/\Sigma M_{\text{rib}}$)

$$\mu_r = 1,616 \geq \gamma R_r \text{ (Verifica soddisfatta)}$$