

Autorità di Sistema Portuale
del Mar Tirreno Centro Settentrionale

PORTI DI ROMA E DEL LAZIO - CIVITAVECCHIA - FIUMICINO - GAETA

OPERE STRATEGICHE PER IL PORTO DI CIVITAVECCHIA - 2° STRALCIO -

NUOVO ACCESSO AL BACINO STORICO - COLLEGAMENTO TRA IL MOLO VESPUCCI E L'ANTEMURALE COLOMBO

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI COLLEGAMENTO

P R 2 D R 0 0 8 0 0 C S I

Committente:

Autorità Portuale di Civitavecchia, Fiumicino e Gaeta

IL PRESIDENTE:

Dr. Pino Musolino

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Maurizio Marini

IL COORDINATORE GENERALE

Dott. Ing. Giuseppe Solinas

Progetto A.T.I. :

MODIMAR S.r.l. (Capogruppo)

V.A.M.S. Ingegneria S.r.l.

SEACON S.r.l.

Data	Rev.	DESCRIZIONE	Redatto:	Verificato:	Approvato:
12/12/2022	0	PRIMA EMISSIONE	A. NUNZIATI	N. SARACA	N. SARACA

INDICE:

1.	DESCRIZIONE GENERALE DEGLI INTERVENTI	2
2.	STRUTTURA DI BANCHINA	6
2.1	Materiali	6
2.1.1	Calcestruzzo strutturale e non strutturale	6
2.1.2	Terreni di rinfianco e d'imposta dei muri di banchina	6
2.2	Azioni agenti sulle opere in progetto	6
2.2.1	Carico di banchina	6
2.2.2	Forza trasmesse dagli ormeggi	6
2.2.3	Spinta del terreno in condizioni statiche	11
2.2.4	Sisma	13
2.2.4.1	Spinta del terreno in condizioni sismiche.....	17
2.2.4.2	Spinta del terreno in condizioni sismiche indotta dal carico di banchina	21
2.2.4.3	Spinta idrodinamica indotta dal sisma	22
2.2.4.4	Forze di massa indotta dal sisma	23
2.3	Verifiche di Stabilità	24
2.3.1	Verifiche di stabilità (traslazione, ribaltamento e schiacciamento).....	24
2.3.2	SLV in presenza di Sisma	28
2.3.3	SLU con carico banchina (azione prevalente) + moto ondoso	29
3.	PAVIMENTAZIONE STRADALE	31

1. DESCRIZIONE GENERALE DEGLI INTERVENTI

In seguito all'adozione, da parte dell' AdSP, di una nuova distribuzione delle funzioni interne al porto nell'ambito di un processo di revisione interna del PRP, che vede il futuro trasferimento dei servizi portuali all'interno della nuova darsena servizi, sarà possibile riservare il bacino storico esclusivamente alla nautica da diporto, senza più alcuna necessità di collegamento dello stesso con il bacino del porto commerciale.

Superata l'esigenza di dover necessariamente mantenere un canale navigabile di interconnessione tra i due bacini, si è optato la soluzione progettuale caratterizzata dal minor costo realizzativo, rappresentata dalla realizzazione di un'opera a gettata in pietrame e materiale lapideo.

In riferimento alle caratteristiche generali dell'opera (cfr. Figura 1), il collegamento viario tra il molo Vespucci e l'Antemurale Traiano, avente uno sviluppo lineare di circa 190 m, sarà realizzato mediante due distinte carreggiate affiancate : una, di larghezza pari ad 8,5 m, destinata alla viabilità da e per gli attracchi del terminal crocieristico (ubicato sul lato Nord) e l'altra, di larghezza pari a 5 m, di servizio all'ambito diportistico lato porto storico (lato Sud). Le due carreggiate, poste a quota differente, sono separate da un muro di contenimento del dislivello, al di sopra del quale è installata una recinzione continua per il corretto confinamento delle funzioni portuali rientranti all'interno dell'area doganale.

Per quanto riguarda l'area a servizio del bacino diportistico, oltre ad una viabilità leggera a doppio senso di circolazione, avente unicamente la funzione di poter consentire ai diportisti di effettuare temporanee operazioni di carico e scarico di materiale ed attrezzature, essa è caratterizzata dalla presenza di limitate aree di sosta intervallate da aiuole e da un'ampia zona pedonale adiacente alla zona di banchina (cfr. Figura 2).

Lungo la banchina, in posizione baricentrica rispetto alle zone di parcheggio, sono posizionate passerelle di accesso al sottostante pontile galleggiante di attracco dei natanti, collegato alla banchina per mezzo di cursori liberi di scorrere verticalmente lungo profilati guida fissati sul fronte banchina.

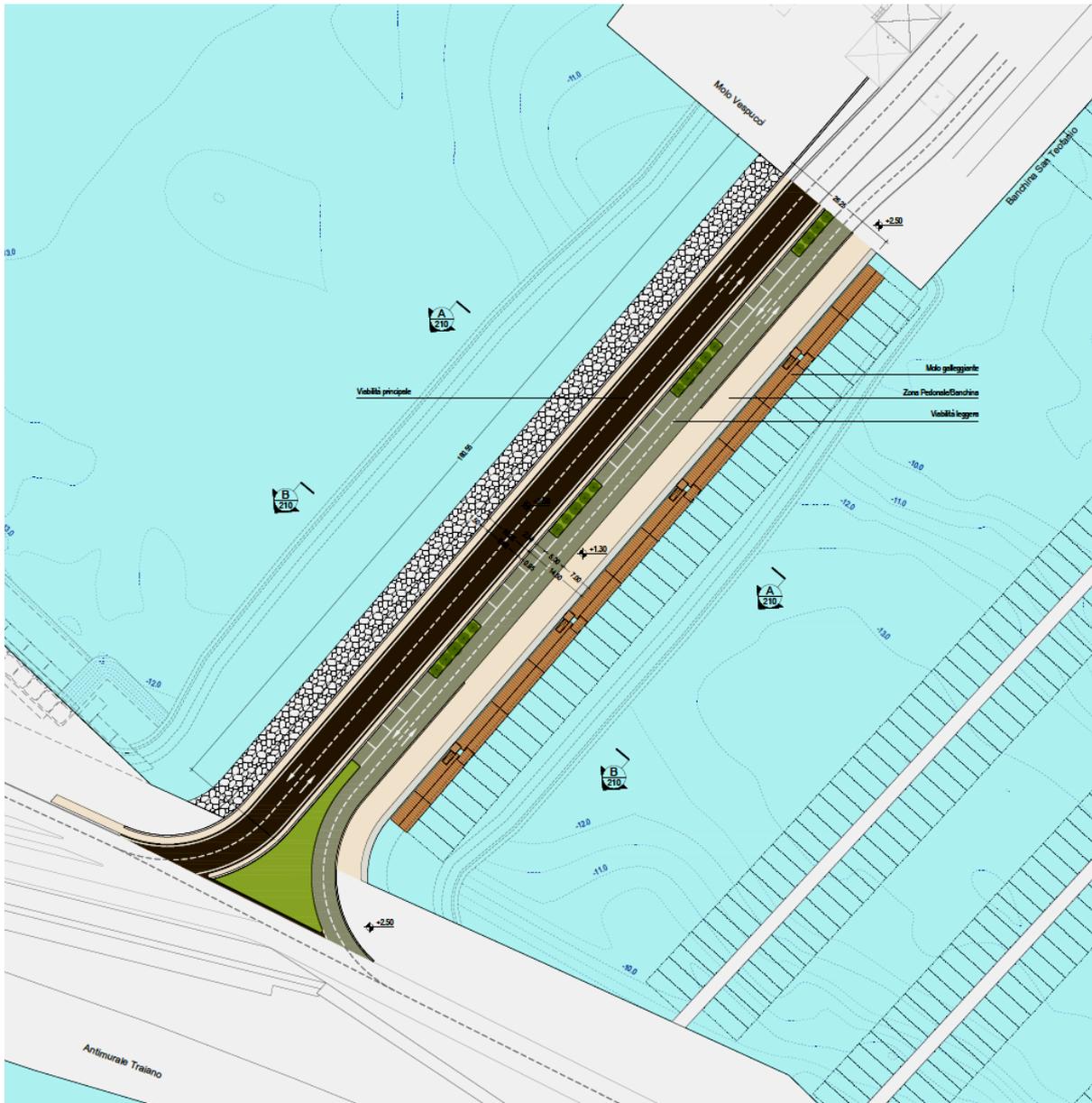


Figura 1 : Planimetria d'intervento

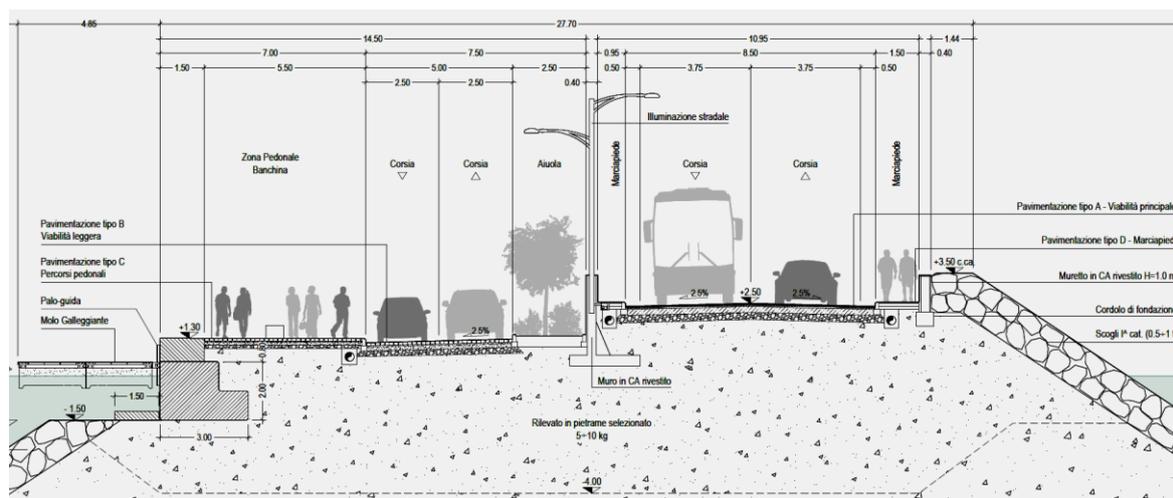


Figura 2 : Organizzazione della sovrastruttura

Le sopradescritte aree funzionali, rappresentano la parte sommitale della struttura marittima di collegamento tra il Molo Vespucci e l'Antemurale Traiano, realizzata come detto attraverso una vera e propria diga a gettata (cfr. Figura 3).

In particolare l'opera è composta da un nucleo in pietrame protetto esternamente da una mantellata in massi naturali di 1° categoria in doppio strato posti con una pendenza 2 su 3. Il nucleo in pietrame presenta un assortimento differenziato, ovvero 5÷50 kg sino a quota -4.0 m s.l.m. e 5÷10 kg a quota superiore, al fine di ottimizzare l'efficacia degli interventi di vibrocompattazione profonda previsti al fine di anticipare gli assestamenti dell'opera.

Il lato rivolto verso la darsena ad uso diportistico, presenta una struttura per il banchinamento composta da elementi prefabbricati in c.a. a sezione gradonata aventi dimensioni trasversali pari a 3.0 m di larghezza per 2.0 m di altezza, per una lunghezza longitudinale di 6.0 m e sagomati con apposite selle di larghezza 50 cm ed altezza 1.0 m in grado di facilitarne la collocazione in opera e limitare gli effetti di eventuali disuniformità nel piano di appoggio.

La struttura di banchina, imbasata ad una profondità di -1.50 m s.l.m., è completata da un massiccio in cls gettato in opera di larghezza pari a 1.50 m ed altezza 0.80 m, che fissa il piano di banchina a quota +1.30 m s.l.m per una fruizione ottimale dei servizi diportistici.

Sul lato opposto, ovvero quello a diretto contatto con il bacino crocieristico, la scogliera di protezione è estesa al di sopra del livello marino sino a quota +3.50 m s.l.m, con funzione di protezione del rilevato stradale.

2. STRUTTURA DI BANCHINA

2.1 Materiali

2.1.1 Calcestruzzo strutturale e non strutturale

Per il calcestruzzo delle strutture di banchina e delle relative sovrastrutture sono stati assunti i seguenti pesi di volume:

- Peso di volume asciutto: $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume immerso: $\gamma_{c'} = 14.90 \text{ kN/m}^3$

2.1.2 Terreni di rinfiando e d'imposta dei muri di banchina

Le caratteristiche geo-meccaniche del pietrame impiegato per il rinfiando e l'imbasamento delle strutture di banchina sono le seguenti:

- Peso di volume asciutto: $\gamma_d = 19.00 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume saturo: $\gamma_s = 19.50 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume immerso: $\gamma' = 9.40 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito: $\phi' = 40^\circ$
- Coesione: $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

2.2 Azioni agenti sulle opere in progetto

2.2.1 Carico di banchina

Per le banchine oggetto di intervento è prevista una destinazione d'uso compatibile con attrezzature turistiche di uso generico alla quale non corrispondono in linea generale specifiche prescrizioni in termini di sollecitazioni.

In ogni caso, in considerazione della possibilità di poter operare con mezzi pesanti direttamente dalla banchina per realizzare futuri interventi di manutenzione, nei calcoli successivi si è considerata la presenza di un carico accidentale di banchina pari a 20 KN/m^2 .

2.2.2 Forza trasmessa dagli ormeggi

In considerazione della specifica tipologia di ancoraggio dei pontili di ormeggio, che prevede una diretta connessione tra questi e la struttura di banchina per mezzo di cursori liberi di scorrere verticalmente lungo pali guida fissati sul fronte della banchina stessa, il tiro esercitato dalle imbarcazioni ormeggiate sui pontili viene trasferito integralmente alla banchina.

Una formula correntemente impiegata per determinare la forza esercitata dal vento F (in Newton) su di una imbarcazione è la seguente ¹:

¹ FRANCO L., MARCONI R., 1999 – Porti Turistici, Nuova guida alla progettazione e costruzione.
NICHOL M.J., 1990 – Wind design factors for small boat mooring facilities

$$F = 0.72 \cdot E \cdot D \cdot S \cdot V^2$$

dove :

E = area della sezione trasversale della parte emergente dell'imbarcazione (m²), pari a circa 1/3 dell'area della sezione trasversale dell'imbarcazione

D = fattore adimensionale di direzione (Figura 4)

S = fattore adimensionale di schermo (Figura 5)

V = velocità del vento (m/s).

Un fattore di 1.2 è compreso nell'equazione per tenere conto della geometria tipica delle imbarcazioni da diporto.

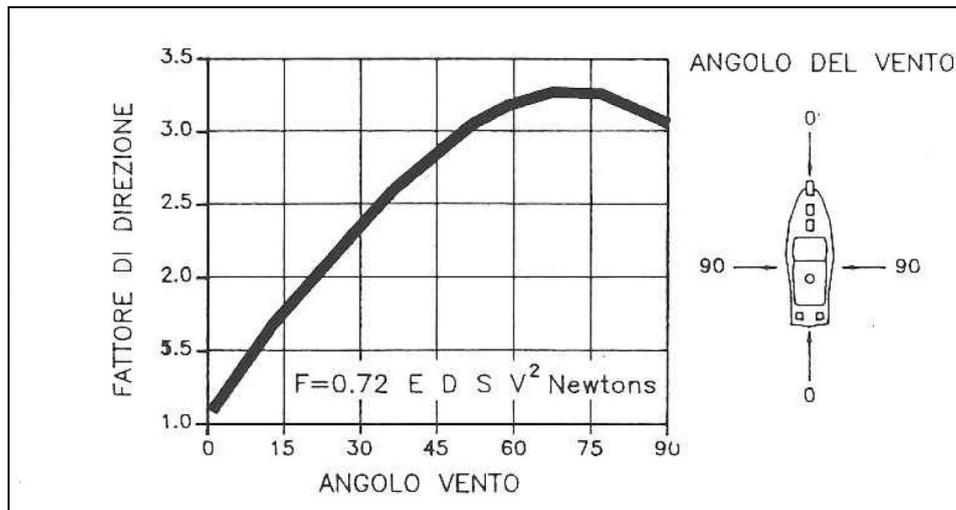


Figura 4 – Andamento del fattore direzionale al variare dell'angolo di incidenza del vento

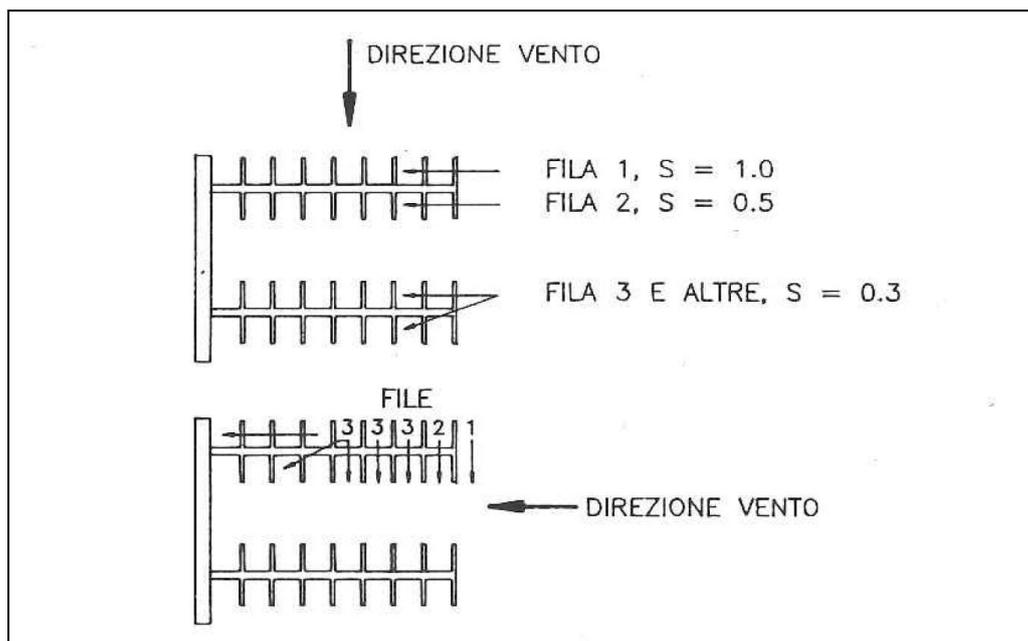


Figura 5 – Fattori di schermo al variare della esposizione

L'azione indotta dalle forze di ormeggio, è stata determinata considerando cautelativamente un modulo pari a due posti barca, collegato ad un elemento di banchina avente lunghezza pari a 5,5 m, da cui risultano rispettivamente :

- 4.3 kN/m per la componente trasversale (diretta parallelamente alla banchina)
- 4.8 kN/m per la componente longitudinale (diretta ortogonalmente alla banchina).

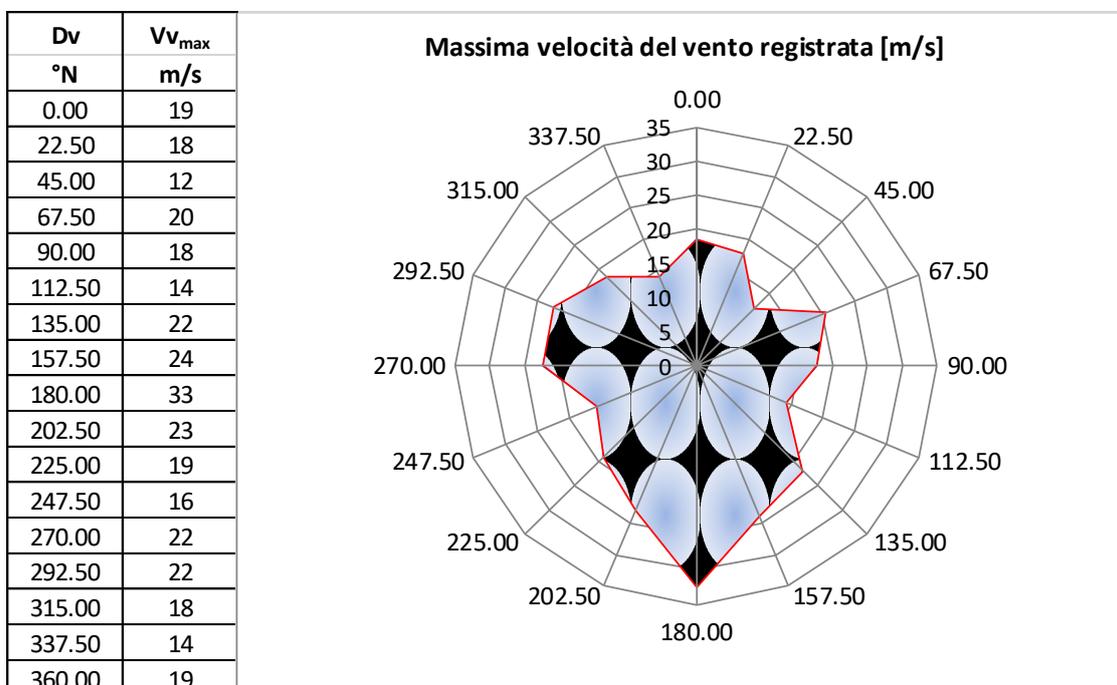
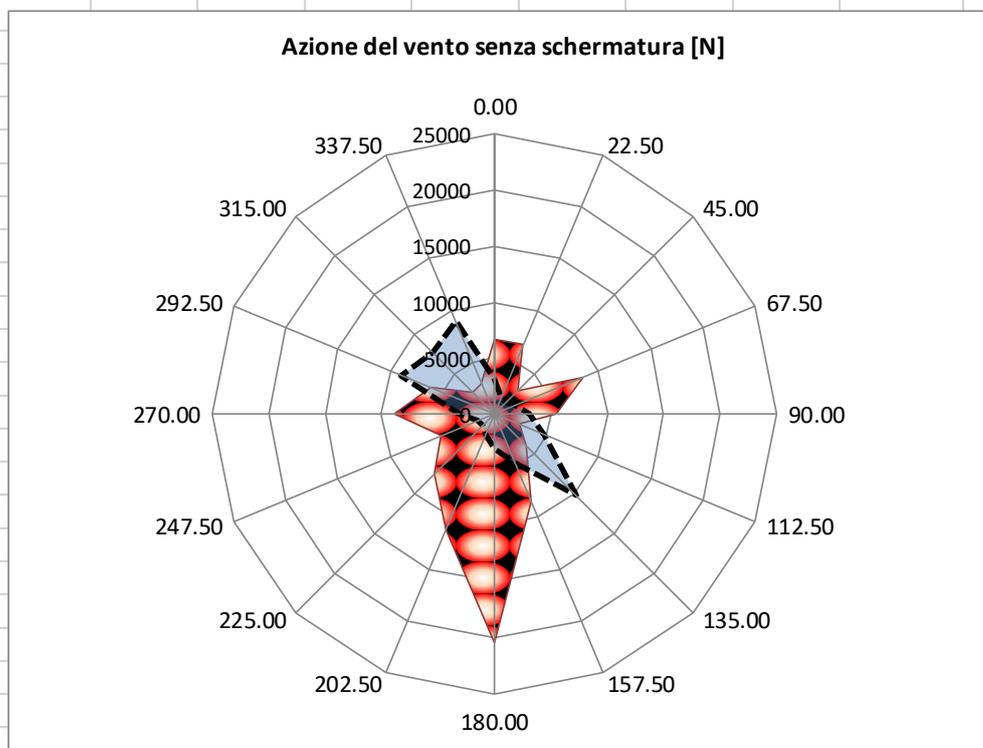


Figura 6 : Velocità massime del vento registrate dalla stazione meteorologica RMN di Civitavecchia nel periodo 1998-2017

1)	Identificazione Ormeggio :		Pontile galleggiante		
CL	IV	-	Classe posti barca		
L _{ft}	12.00	m	Lunghezza fuoritutto delle imbarcazioni		
E _{END}	9	m ²	Area della sezione trasversale		
Θ _{axis}	130	°N	Orientamento asse imbarcazioni		
DV _{max}	180	°N	Direzione con spinta più gravosa		
F _{max}	20465	N	Azione massima senza schermatura		
	20.5	kN	"		
	Dv	α_{rel}	α_{trasv}	D	F/S
	°N	°	°	-	N
	0.00	230.0	50.0	2.99	6703
	22.50	252.5	72.5	3.26	6689
	45.00	275.0	85.0	3.17	2905
	67.50	297.5	62.5	3.20	8550
	90.00	320.0	40.0	2.72	5525
	112.50	342.5	17.5	1.86	2432
	135.00	5.0	5.0	1.27	3983
	157.50	27.5	27.5	2.28	8517
	180.00	50.0	50.0	2.99	20465
	202.50	72.5	72.5	3.26	11167
	225.00	95.0	85.0	3.17	7484
	247.50	117.5	62.5	3.20	5049
	270.00	140.0	40.0	2.72	8849
	292.50	162.5	17.5	1.86	6052
	315.00	185.0	5.0	1.27	2756
	337.50	207.5	27.5	2.28	2940



Calcolo Azioni su un modulo da 2 pb (circa 7,5 m)				
F_{max}	20465	N	Azione massima senza schermatura	
DV_{max}	180	°N	Direzione con spinta più gravosa	
α_{rel}	50	°	Direzione rispetto all'asse dell'imbarcazione	
1.1) Azione Risultante in senso TRASVERSALE rispetto all'asse dell'imbarcazione				
F_{Tmax}	15677	N	Azione trasversale massima senza schermatura	
S	n	F [N]	Tipo di esposizione	
1	1	15677	Esposizione diretta	
0.5	1	7839	Esposizione posizioni di seconda fila	
0.3	0	0	Esposizione posizioni successive	
	2	23516	Totale	
23.5 Azione in senso trasversale in kN				
1.2) Azione risultante in senso LONGITUDINALE rispetto all'asse dell'imbarcazione				
F_{max}	13155	N	Azione longitudinale massima senza schermatura	
S	n	F [N]	Tipo di esposizione	
1	2	26309	Esposizione diretta	
0.5	0	0	Esposizione posizioni di seconda fila	
0.3	0	0	Esposizione posizioni successive	
	2	26309	Totale	
26.3 Azione in senso longitudinale in kN				

2.2.3 Spinta del terreno in condizioni statiche

La spinta del terreno in condizioni statiche ed il relativo momento ribaltante rispetto al piede esterno dell'opera (lato mare) sono stati calcolati in base alle seguenti espressioni:

$$S_T = \frac{1}{2} k_a \gamma_d H_d^2 + k_a \gamma_d H_d H_s + \frac{1}{2} k_a \gamma' H_s^2$$

$$M_{Tr} = \frac{1}{2} k_a \gamma_d H_d^2 \times \left(H_s + \frac{H_d}{3} \right) + k_a \gamma_d H_d H_s \times \frac{H_s}{2} + \frac{1}{2} k_a \gamma' H_s^2 \times \frac{H_s}{3}$$

dove:

- k_a è il coefficiente di spinta attiva calcolato con la teoria di Rankine;
- γ_d è il peso per unità di volume asciutto del terreno;
- γ' è il peso per unità di volume immerso del terreno;
- H_d è l'altezza asciutta del terreno (al di sopra del l.m.m.);
- H_s è l'altezza satura del terreno (al di sotto del l.m.m.).

La spinta del terreno in condizioni statiche indotta dalla presenza del sovraccarico accidentale sul terrapieno a tergo del muro di banchina ed il relativo momento ribaltante rispetto al piede esterno dell'opera (lato mare) stati calcolati in base alle seguenti espressioni:

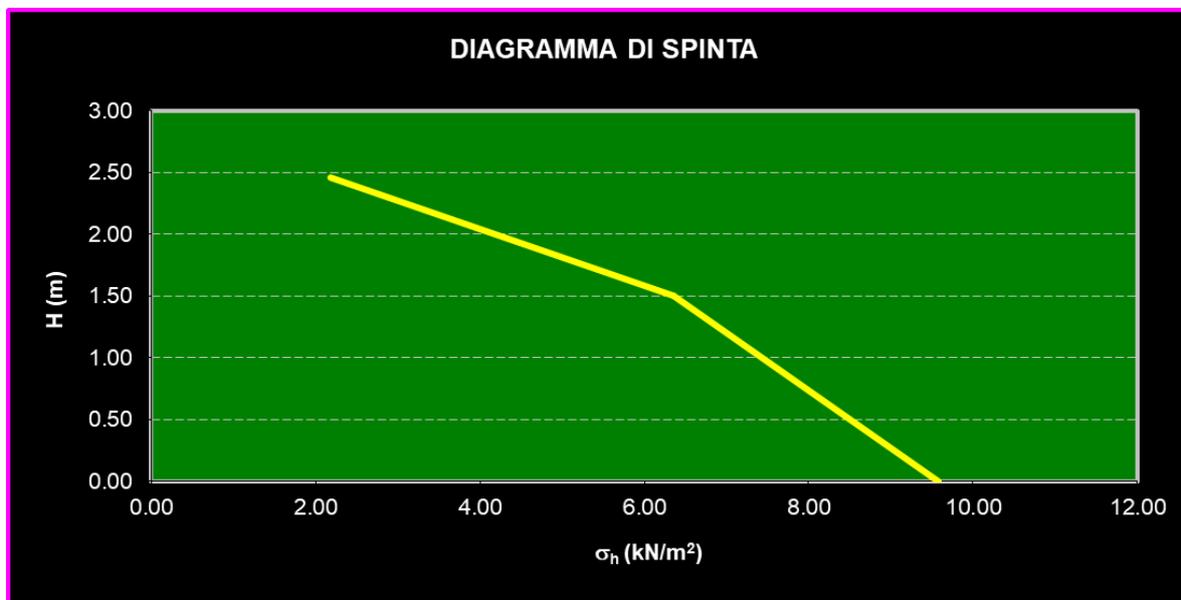
$$S_Q = k_a Q (H_d + H_s)$$

$$M_{Qr} = k_a Q (H_d + H_s) \times \frac{(H_d + H_s)}{2}$$

dove:

- k_a è il coefficiente di spinta attiva calcolato con la teoria di Rankine;
- Q è il sovraccarico accidentale sul terrapieno alle spalle della banchina;
- γ' è il peso per unità di volume immerso del terreno;
- H_d è l'altezza asciutta del terreno (al di sopra del l.m.m.);
- H_s è l'altezza satura del terreno (al di sotto del l.m.m.).

STRATO	TERRENO	SATURAZ	γ^i	ϕ'	H_i^*	K_A	$\sigma_{v_{sup}}$	$\sigma_{v_{inf}}$	$\sigma_{h_{sup}}$	$\sigma_{h_{inf}}$	E^i	b_o^i	M_o^i
Strato 1	Terreno 1	saturo	20.00	40°	0.96	0.217	10.00	29.20	2.17	6.35	4.09	1.90	7.78
Strato 2	Terreno 1	immerso	9.90	40°	1.50	0.217	29.20	44.05	6.35	9.58	11.95	0.70	8.35
Strato 3	Terreno 5	immerso	0.00	00°		0.000	44.05	44.05	0.00	0.00	0.00		
Strato 4	Terreno 5	immerso	0.00	00°		0.000	44.05	44.05	0.00	0.00	0.00		
Strato 5	Terreno 5	immerso	0.00	00°		0.000	44.05	44.05	0.00	0.00	0.00		
											16	16	



Sovraccarico di Banchina

q (kN/m²) = 20.00

STRATO	γ^i	ϕ'	H_i^*	K_A	$\sigma_{v_{sup}}$	$\sigma_{v_{inf}}$	$\sigma_{h_{sup}}$	$\sigma_{h_{inf}}$	E^i	b_o^i	M_o^i	
Strato 1	20.00	40.00	0.96	0.22	20.00	20.00	4.35	4.35	4.17	1.98	8.27	
Strato 2	9.90	40.00	1.50	0.22	20.00	20.00	4.35	4.35	6.52	0.75	4.89	
Strato 3	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00	20.00	0.00	0.00	0.00			
-	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00	20.00	0.00	0.00	0.00			
-	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00	20.00	0.00	0.00	0.00			
											11	13

2.2.4 Sisma

Il calcolo dei coefficienti sismici orizzontale e verticale (k_h e k_v) è stato condotto secondo quanto riportato dal D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche sulle costruzioni".

In particolare i cassoni sono stati verificati allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) a cui è associata una probabilità di superamento P_{VR} pari al 10%, considerando una vita nominale dell'opera pari a 50 anni ed una classe d'uso II,. I valori dell'accelerazione sismica a_g e dello spettro F_o sono determinati utilizzando il programma "Spettri di risposta ver. 1.02" del C.S.LL.PP..

Nella tabella 1 è riportata la descrizione delle categorie del sottosuolo previste dal D.M. 17 Gennaio 2018.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti 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	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

tabella 1 Categorie di sottosuolo previste dal D.M. 17 Gennaio 2018

Sulla base di quanto riportato nella "Relazione geologico-geotecnica" a corredo del presente progetto è stata considerata una categoria del sottosuolo di tipo E. Applicando le espressioni riportate nella tabella 2 , è possibile calcolare il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s .

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

tabella 2 Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s previste dal D.M. 17 Gennaio 2018

Come è possibile osservare in tabella 3 ed in tabella 4 , le condizioni topografiche del sito (o meglio dei terreni di fondazione della struttura) possono essere assimilate alla categoria T4, per la quale è previsto un coefficiente di amplificazione $S_T = 1.4$.

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 3 Categorie topografiche previste dal D.M. 17 Gennaio 2018

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,40

tabella 4 Valori del coefficiente di amplificazione topografica - D.M. 17 Gennaio 2018

Il valore dell'accelerazione massima orizzontale attesa al sito è esplicitabile mediante la seguente espressione:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Pertanto, i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale sono dati dalle seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

I valori del coefficiente β_m , per le verifiche delle opere di sostegno, sono

- $\beta_m = 0,38$ per le verifiche SLV
- $\beta_m = 0,47$ per le verifiche SLD

Nei calcoli di seguito riportati sarà quindi preso in considerazione il valore di $\beta_m = 0,38$.

Tale valore, come prescritto dalla norma, è stato incrementato del 50 % nelle verifiche a ribaltamento.

Si riportano a seguire tutti i parametri previsti nella sopracitata normativa per la definizione dei coefficienti sismici da impiegare nelle verifiche.

Relazione di calcolo. Opere di collegamento

1) Identificazione dell'opera secondo la classificazione normativa							
		Tipo di Costruzione :	3	<i>Costruzioni con livelli di prestazioni elevati</i>			
		Vita Nominale (anni) :	V_N = 100	≥ 100			
		Classe d'uso :	<i>Classe II</i>				
		Coefficiente d'uso :	C_U = 1				
		Periodo di riferimento per l'azione sismica :	V_R = 100				
2) Caratterizzazione del terreno di fondazione							
		Categoria del sottosuolo :	C				
		Categoria Topografica di Fondazione :	T4				
		Coefficienti di amplificazione :					
		Amplificazione stratigrafica :	S_s = 1.500				
			C_c = 1.5				
		Amplificazione topografica :	S_T = 1.4				
		Parametro del Suolo :	S = 2.1	$(S = S_s * S_T)$			
3) Risposta Sismica Locale							
		"Stato Limite" :	SLV				
		Tempo di Ritorno (anni) :	T_R = 949				
		Accelerazione orizzontale massima attesa al sito :	a_g = 0.647				
		Accelerazione sismica locale di progetto :	a_{max} = 1.360	$(a_{max} = S a_g)$			
		Valore massimo del fattore di amplificazione :	F₀ = 2.808				
		Tratto a velocità costante dello spettro acc. Orizz. :	T*_c = 0.335				
		Struttura in grado di subire spostamenti :	si				
		Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima :	β_m = 0.38				
				Per Ver. Ribaltam:			
		Coefficiente sismico orizzontale :	k_h = 0.053	$(k_h = \beta_m a_{max} / g)$		0.079	
		Coefficiente sismico verticale :	k_v = 0.026	$(k_v = \pm 0,5 k_h)$		0.040	

2.2.4.1 Spinta del terreno in condizioni sismiche

La spinta del terreno in condizioni sismiche ed il relativo momento ribaltante rispetto al piede esterno dell'opera (lato mare) sono dati dalle seguenti espressioni:

$$E_d = \frac{1}{2}(1 \pm k_v)K_{AD}\gamma_d H_d^2 + (1 \pm k_v)K_{AS}\gamma_d H_d H_s + \frac{1}{2}(1 \pm k_v)K_{AS}\gamma' H_s^2$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{2}(1 \pm k_v)K_{AD}\gamma_d H_d^2 \times \left(H_s + \frac{H_d}{3} \right) + (1 \pm k_v)K_{AS}\gamma_d H_d H_s \times \frac{H_s}{2} + \frac{1}{2}(1 \pm k_v)K_{AS}\gamma' H_s^2 \times \frac{H_s}{3}$$

dove:

- k_v è il coefficiente sismico verticale previsto dal D.M.17/01/18;
- K_{AD} è il coefficiente di spinta attiva statico + dinamico del terreno al di sopra del livello marino (teoria di Mononobe-Okabe);
- K_{AS} è il coefficiente di spinta attiva statico + dinamico del terreno al di sotto del livello marino (teoria di Mononobe-Okabe);
- γ_d è il peso per unità di volume asciutto del terreno;
- γ' è il peso per unità di volume immerso del terreno;
- H_d è l'altezza asciutta del terreno (al di sopra del livello marino);
- H_s è l'altezza satura del terreno (al di sotto del livello marino).

Il coefficiente di spinta del terreno è valutato nei due casi di terreno al di sopra ed al di sotto del livello marino con l'espressione di Mononobe-Okabe:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- $\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}} valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno;$
- $\gamma_{\phi'}$ coefficiente di resistenza geotecnica previsto dal D.M. 17/01/18;
- ψ è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte;
- β è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno;
- $\delta_d = 0$ valore di progetto dell'angolo di attrito tra terreno e muro;
- θ è l'angolo definito nell'espressione riportata di seguito:

sotto falda:

$$\theta = \arctan \left[\frac{\gamma_d \cdot k_h}{\gamma' (1 \pm k_v)} \right]$$

sopra falda:

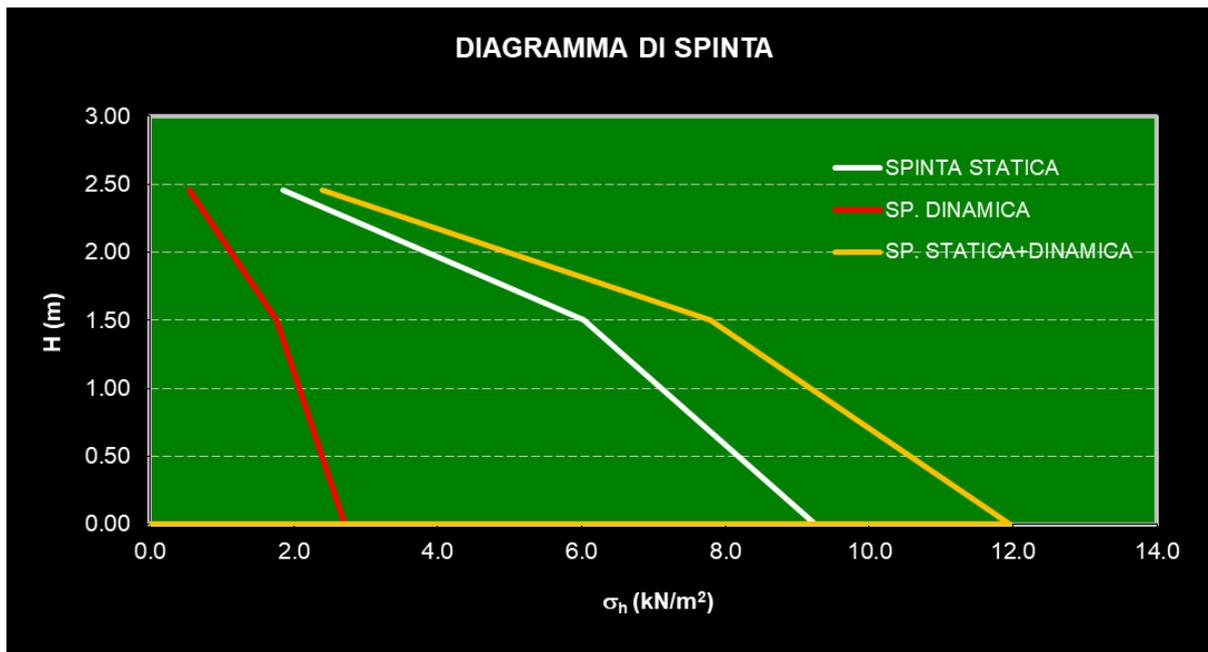
$$\theta = \arctan \left[\frac{k_h}{(1 \pm k_v)} \right]$$

con k_h e k_v coefficienti sismici orizzontale e verticale previsti dal D.M.17/01/18.

Per verifiche a ribaltamento

	Peso specifico dell'acqua marina :	γ_{water}	10.10	
	Peso di volume della pavimentazione :	γ_{pav}	25.00	
	Spessore Pavimentazione :	Z_{pav}	0.34	
	Pavimentazione considerata come carico uniforme:	q_{pav}	8.50	
	Carichi permanenti sul piano banchina :	q_{perm}	0	kN
	Carichi accidentali sul piano banchina :	q_{acc}	20	kN
	Coefficiente di sicurezza per gli angoli di attrito	γ_{ϕ}	1.00	
	Coefficiente sismico orizzontale :	k_h	0.0790	
	Altezza falda :	Z_0	1.50	m

STRATO	γ^*	ϕ^*	ϕ^*_d	Hi	$\sigma_{v_{sup}}$	$\sigma_{v_{inf}}$	SP. STATICA+DINAMICA					
							$K_A(st+din)$	$\sigma_{h_{sup}}$	$\sigma_{h_{inf}}$	E^i	M_o^i	
Piano banchina						0.0						
Base Pavimentazione					0.0	8.5						
TVC Saturo	20.00	40.00	40.00	0.96	8.5	27.7	0.28	2.4	7.8	4.9	9.3	
TVC Immerso	9.90	40.00	40.00	1.50	27.7	42.6	0.28	7.8	12.0	14.8	10.3	
					42.6	42.6		0.0	0.0	0.0		
-					42.6	42.6		0.0	0.0	0.0		
-					42.6	42.6		0.0	0.0	0.0		
										19.68	19.57	



2.2.4.3 Spinta idrodinamica indotta dal sisma

Sulle pareti esterne del muro di banchina insiste la seguente pressione dell'acqua dovuta ad effetti idrodinamici indotti dal sisma:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove:

- k_h è il coefficienti di spinta sismica orizzontale previsto dal D.M.17/01/18;
- γ_w è il peso specifico dell'acqua marina;
- h è il tirante idrico;
- z è la coordinata verticale diretta verso il basso, con origine sul l.m.m. .

Pertanto, integrando l'espressione precedente lungo la verticale, la spinta idrodinamica E_{WD} dell'acqua ed il relativo momento sono esplicitabili mediante le seguenti relazioni:

$$E_{WD} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H_s^2$$

$$M_{E_{WD}} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H_s^2 \times \frac{3}{5} H_s$$

dove:

- k_h è il coefficienti di spinta sismica orizzontale previsto dal D.M. 17/01/18;
- γ_w è il peso specifico dell'acqua marina;
- H_s è l'altezza satura del terreno (al di sotto del livello marino).

Per le verifiche a traslazione :

E_{WD}	M_{WD}
1.40	1.26

Per le verifiche a ribaltamento :

E_{WD}	M_{WD}
2.09	1.89

2.2.4.4 Forze di massa indotta dal sisma

Nella fase sismica, oltre alle forze considerate, la normativa prevede che alle masse proprie dell'opera di sostegno vengano applicate una forza orizzontale ed una verticale (orientata verso l'alto o verso il basso) date dalle seguenti relazioni:

- forza orizzontale: $F_H = k_h \times W$
- forza verticale: $F_V = \pm k_v \times W$

dove:

- W è il peso del singolo elemento della struttura;
- k_h e k_v coefficienti sismici orizzontale e verticale previsti dal D.M. 17/01/18.

MASSO 1																	
		Polo (OM)				FORZA PESO		Az. Sismica per verifiche a TRASLAZ				Az. Sismica per verifiche a RIBALTAM					
		x_o	y_o					k_h	k_v			k_h	k_v				
		0.00	-1.50					0.05	0.03			0.08	0.04				
		A	x_G	b_{Fv}	y_G	b_{Fo}	Fv	M_{Fv}	Eo	Ev	M_{Eo}	M_{Ev}	Eo	Ev	M_{Eo}	M_{Ev}	
		m ²	m	m	m	m	kN/m	kN/m m	kN/m	kN/m	kN/m m	kN/m m	kN/m	kN/m	kN/m m	kN/m m	
Parti emerse	Sovrastuttura	1.20	0.75	0.75	0.90	2.40	30.10	22.65	0.06	0.03	0.15	0.02	0.10	0.05	0.23	0.04	
	Masso1	1.00	1.00	1.00	0.25	1.75	24.06	24.12	0.05	0.03	0.09	0.03	0.08	0.04	0.14	0.04	
	Masso2																
	Masso3																
	Masso4																
	Masso5																
	Masso6																
	Terra su M1	1.70	2.33	2.33	0.71	2.21	34.03	79.22	0.09	0.04	0.20	0.10	0.13	0.07	0.30	0.16	
	Terra su M2																
	Terra su M3																
	Terra su M4																
	Terra su M5																
	Terra su M6																
Parti sommerse	Sovrastuttura	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Masso1	4.01	1.38	1.38	-0.81	0.69	55.70	76.73	0.21	0.11	0.15	0.15	0.32	0.16	0.22	0.22	
	Masso2																
	Masso3																
	Masso4																
	Masso5																
	Masso6																
	Terra su M1	0.50	2.51	2.51	-0.25	1.25	4.95	12.41	0.03	0.01	0.03	0.03	0.04	0.02	0.05	0.05	
	Terra su M2																
	Terra su M3																
	Terra su M4																
	Terra su M5																
	Terra su M6																
RISULTANTI							148.84	215.13	0.44	0.22	0.62	0.33	0.66	0.33	0.93	0.50	

2.3 Verifiche di Stabilità

Le verifiche di stabilità eseguite hanno riguardato le principali verifiche (traslazione, al ribaltamento ed a carico limite sul piano di posa) eseguite secondo quanto previsto dal D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche sulle costruzioni", alla normativa riportata nel par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** ed alle Istruzioni Tecniche del CSLPP per la progettazione delle dighe marittime.

In particolare sono state eseguite le seguenti verifiche :

- traslazione, ribaltamento e schiacciamento sul piano di posa in condizioni sismiche;
- traslazione, ribaltamento e schiacciamento sul piano di posa in condizioni statiche ed in presenza di cavo d'onda (ovvero abbassamento statico del livello marino).

2.3.1 Verifiche di stabilità (traslazione, ribaltamento e schiacciamento)

Per le verifiche di stabilità alla traslazione, ribaltamento e carico limite (stato limite ultimo) è stata verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d valore dell'azione di progetto;
- R_d valore della resistenza del sistema geotecnico.

L'effetto delle azioni e della resistenza possono essere espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d , mentre nella formulazione della resistenza compare un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

I valori delle azioni di progetto possono essere esplicitate mediante le seguenti combinazioni:

- Combinazione SLU: $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \dots$
- Combinazione sismica SLV: $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$

dove:

- G_1 sono i carichi permanenti strutturali;
- G_2 sono i carichi permanenti non strutturali;
- E azione sismica;
- Q_{k1} azione variabile dominante;
- Q_{kj} azioni variabili restanti;

- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili;
- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
- Ψ_{0j}, Ψ_{2j} coefficienti di combinazione delle azioni.

Come prescritto dalla normativa, per quanto riguarda la verifiche SLU alla traslazione, ribaltamento e carico limite, la condizione $E_d \leq R_d$ è stata verificata secondo l'Approccio 2: (A1+M1+R3)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

tabella 5 Coefficienti parziali per le azioni - D.M. 17 Gennaio 2018

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	Coefficiente Parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k'$	γ_{ϕ}'	1.0	1.25
Coesione efficace	c_k'	γ_c'	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

tabella 6 Coefficienti parziali per le resistenze del terreno - D.M. 17 Gennaio 2018

VERIFICA	Coefficiente Parziale (R3)
capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1.4$
Scorrimento	$\gamma_R=1.1$
Ribaltamento	$\gamma_R=1.15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R=1.4$

tabella 7 Coefficienti parziali γ_R per le verifiche STR e GEO - D.M. 17 Gennaio 2018

In riferimento alle verifiche SLV in condizioni sismiche, invece, la normativa prescrive che la condizione di sicurezza $E_d \leq R_d$ sia verificata ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici ed impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella seguente.

VERIFICA	Coefficiente Parziale (sisma)
capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1.2$
Scorrimento	$\gamma_R=1.0$
Ribaltamento	$\gamma_R=1.0$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R=1.2$

tabella 8 Coefficienti parziali γ_R per le verifiche sismiche D.M. 17 Gennaio 2018

In riferimento alle azioni di interesse ai fini delle verifiche di stabilità delle strutture di banchina, i valori dei coefficienti di combinazione delle azioni da impiegare sono:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{2j}
Sovraccarico di banchina	0.7	0.3
Spinta del moto ondoso	0.6	0.0
Tiro alla bitta	0.6	0.0
Spinta della nave sul parabordo	0.6	0.0

tabella 9 Coefficienti di combinazione dei carichi accidentali

I valori dei coefficienti di combinazione delle azioni indotte da fattori meteomarinari (come ad es. moto ondoso, zioni sugli ormeggi, ecc.), sono stati associati per analogia a quello previsto dal D.M. 17/01/18 per il vento ($\Psi_{0j}=0.6, \Psi_{2j}=0$). I valori per il sovraccarico di banchina sono stati associati per analogia a quelli previsti dal D.M. 17/01/18 per rimesse e parcheggi per autoveicoli di peso > 30KN.

Si evidenzia che tutte le verifiche di stabilità fanno riferimento ad una larghezza unitaria della struttura.

2.3.2 SLV in presenza di Sisma

Traslazione e Schiacciamento : (1+1+Rsisma)																				
		Valori delle Azioni						Coefficienti Stati Limite			Combinazione delle Azioni						Ed			
		Favorevoli			Sfavorevoli			Coeff.Parz.		Coeff. di Ψ_{2i}	Favorevoli			Sfavorevoli			Risultanti (Fav. - Sfav.)			
		F _o	F _v	M _{stab}	F _o	F _v	M _{rib}	Fav.	Sfav.		F _o	F _v	M _{stab}	F _o	F _v	M _{rib}	F _o	F _v	M _{risult.}	
E ₁	Forza di inerzia sismica				0.44	0.22	0.95								0.44	0.22	0.95	-0.44	-0.22	-0.95
E ₂	Spinta dinamica del terreno				19.43		19.32								19.43		19.32	-19.43		-19.32
E ₃	Spinta idrodinamica				1.40		1.26								1.40		1.26	-1.40		-1.26
G ₁								γ_{G1}	1	1										
G ₂								γ_{G2}		1.3										
Q _{k1}	Sovraccarico Accidentale				13.65		33.57	γ_{Q1}		1.3	0.3				5.32		13.09	-5.32		-13.09
Q _{k2}								γ_{Q2}		1.3	0.3									
	Risultante				34.92	0.22	55.10								26.59	0.22	34.62	-26.59	-0.22	-34.62

		F _o	F _v	M
R _k	Peso proprio cassone		148.84	215.13
	Forza di attrito (ca=0.60)	89.77		
	γ_R	1.0	1.0	1.0
	Risultante (Rd)	89.77	148.84	215.13
	Rd/Ed	3.38		

B = Larghezza base di appoggio	3.005	m
ΣF_v - Reazione Vincolare Risultante - Componente Verticale	149	kN/m
ΣF_o - Reazione Vincolare Risultante - Componente Orizzontale	27	kN/m
ΣM_{stab} - Risultante momenti stabilizzanti	215	kNm/m
ΣM_{rib} - Risultante momenti ribaltanti	35	kNm/m
γ - Inclinazione risultante	10.12	(°)
e = B/2 - M/ΣFv - Eccentricità della risultante	0.29	m
Risultante interna/esterna al nocciolo di inerzia	interna	-
$\sigma_{max} = \Sigma F_v B / (1+6e/B)$	78	kN/m ²
$\sigma_{min} = \Sigma F_v B / (1-6e/B)$	21	kN/m ²
$\sigma_t = 2 \Sigma F_v / [3(B/2-e)]$	-	kN/m ²
Ld - Lunghezza diagramma delle tensioni	-	m
B' = B - 2e	2.42	m
q_{max} (Ed)	78	kN/m²
q_{ult}	500	kN/m²
γ_R	1.2	
Rd = q_{ult}/γ_R	417	kN/m²
Rd/Ed	5.31	-

Ribaltamento : (1+1+Rsisma)																				
		Valori delle Azioni						Coefficienti Stati Limite			Combinazione delle Azioni						Ed			
		Favorevoli			Sfavorevoli			Coeff.Parz.		Coeff. di Ψ_{2i}	Favorevoli			Sfavorevoli			Risultanti (Fav. - Sfav.)			
		F _o	F _v	M _{stab}	F _o	F _v	M _{rib}	Fav.	Sfav.		F _o	F _v	M _{stab}	F _o	F _v	M _{rib}	F _o	F _v	M _{risult.}	
E ₁	Forza di inerzia sismica				0.66	0.33	1.43								0.66	0.33	1.43	-0.66	-0.33	-1.43
E ₂	Spinta dinamica del terreno				19.68		19.57								19.68		19.57	-19.68		-19.57
E ₃	Spinta idrodinamica				2.09		1.89								2.09		1.89	-2.09		-1.89
G ₁								γ_{G1}	1	1										
G ₂								γ_{G2}		1.3										
Q _{k1}	Sovraccarico Accidentale				13.82		34.00	γ_{Q1}		1.3	0.3				5.39		13.26	-5.39		-13.26
Q _{k2}								γ_{Q2}		1.3	0.3									
	Risultante				36.26	0.33	56.88								27.83	0.33	36.14	-27.83	-0.33	-36.14

		F _o	F _v	M
R _k	Peso proprio cassone		148.84	215.13
	Forza di attrito (ca=0.60)	90		
	γ_R	1.0	1.0	1.0
	Risultante (Rd)	89.70	148.84	215.13
	Rd/Ed			5.95

3. PAVIMENTAZIONE STRADALE

La pavimentazione stradale è stata studiata di volta in volta, in base all'effettiva destinazione d'uso legata alla tipologia di carichi a cui è sottoposta. Per tale motivo si è fatto riferimento ad una pavimentazione di tipo stradale pura, caratterizzata da una componente significativa di traffico pesante, una pavimentazione stradale di tipo leggero, senza traffico pesante, ed ad una pavimentazione di tipo pedonale.

Il metodo adottato per il dimensionamento della sovrastruttura è il metodo " AASHO INTERIM GUIDE", valido per pavimentazioni flessibili e semirigide. Il metodo permette di verificare se una determinata pavimentazione può sopportare un fissato numero di passaggi di veicoli espressi in termini di assi da 8,2 ton, prima di raggiungere il valore di un indicatore di qualità della pavimentazione in corrispondenza del quale si ritiene che esse debba essere ripristinata e quindi sia giunta alla fine della vita utile. Il calcolo si riduce ad un processo di verifica, in cui si ipotizza un tipo di pavimentazione e mediante dei coefficienti elaborati dalla stessa AASHO si verifica se il danno indotto alla pavimentazione dai passaggi dei carichi omogeneizzati ad assi di 8,2 t lungo il tempo di vita utile della struttura, generalmente venti anni, è compatibile con gli standard di sicurezza minimi per il tipo di collegamento.

Il metodo in questione deriva direttamente dai risultati dell'AASHO ROAD TEST ed ha subito nel tempo numerose modifiche e miglioramenti: la prima versione risale al 1961, l'ultima, a cui si fa riferimento è del 1972.

Il calcolo si basa sullo sviluppo di una formula di natura empirica in cui è necessario fissare lo spessore e le caratteristiche meccaniche di ogni strato della sovrastruttura e il limite di idoneità della pavimentazione atta a garantire un livello di sicurezza accettabile. Devono essere altresì note le caratteristiche portanti del sottofondo e le condizioni ambientali della zona che nella formula utilizzata appaiono come coefficienti correttivi in quanto la relazione è stata elaborata in condizioni ambientale e meteorologiche precise.

$$\lg \overline{N}_{8,2}^{(R)} = 9.36 \cdot \lg \left(\frac{I_s}{2.5} + 1 \right) - 0.2 + \frac{\lg \left[\frac{(4.2 - P_f) / 2.7}{2.7} \right]}{0.40 + 1094 / \left(\frac{I_s}{2.5} + 1 \right)^{5.19}} + 0.372 \cdot [S_i - S_o] - \lg(R)$$

Il numero di passaggi degli assi a 8,2 t, N8.2, richiede la conoscenza della composizione veicolare esclusivamente relativa al traffico pesante (autocarri ed autobus) e particolarmente ai mezzi adibiti al trasporto delle merci, cioè tutti quei veicoli che comportano l'applicazione di carichi su ruota singola superiori a 1 t, da cui si ricava la distribuzione dei carichi per asse, distribuzione che verrà omogeneizzata all'asse di riferimento da 8,2 t mediante dei coefficienti di equivalenza proposta dalla stessa AASHO in funzione della sovrastruttura ipotizzata in termini di indice di spessore I_s .

Lo spettro veicolare verrà composto convenzionalmente secondo categorie valide internazionalmente, come per esempio quelle per il rilievo statistico del traffico su scala europea. Si considera il traffico su una singola corsia e quindi, ritenendo il flusso uguale nei due sensi, il carico di traffico si può assumere pari alla metà del totale per una strada a due corsie.

Si considereranno sia assi singoli, in cui la distanza fra gli assi è tale che non si verifica mai la sovrapposizione delle rispettive deformate, sia assi tandem qualora ciò si verifichi. Il carico trasmesso da ciascuna ruota viene considerato agente sul piano viabile distribuito con pressione uniforme uguale a quella di gonfiaggio del pneumatico, su una superficie circolare, la cui area è data dal rapporto fra il carico verticale trasmesso dalla ruota e la suddetta

pressione. Il danno da fatica indotto da tutti i passaggi degli assi viene assunto con legge di accumulo lineare.

Si e S0 sono due grandezze di supporto, dette fattori di supporto, relativi rispettivamente al sottofondo in esame e a quello della prova AASHO. Il valore di S0 è fissato pari a 3, quello di Si è ricavato mediante grafici presenti in letteratura. Per tener conto di condizioni climatiche diverse da quelle in cui è stata avviata la sperimentazione americana, ambiente asciutto con frequenti piogge estive, si è introdotto un fattore climatico regionale R, con valori che variano tra 0,5 per zone aride fino a 4 per zone molto umide con accentuati fenomeni di disgelo primaverile.

Non disponendo di uno spettro di traffico certo, allo stato attuale, si è fatto riferimento ad una condizione di calcolo equivalente alle strade urbane di scorrimento a forte traffico previsto dal catalogo CNR, in cui però lo strato di fondazione in misto granulare ha più un ruolo di transizione con il rilevato composto da pietrame, che non di contributo strutturale alla sovrastruttura.

N. 3F		STRADE EXTRAURBANE PRINCIPALI E SECONDARIE A FORTE TRAFFICO					
Modulo resiliente del sottofondo	Numero di passaggi di veicoli commerciali						
	400.000	1.500.000	4.000.000	10.000.000	25.000.000	45.000.000	
150 N/mm ²	PREVISTO PER IL TIPO DI STRADA					PREVISTO PER IL TIPO DI STRADA	
90 N/mm ²							

Figura 7 – Stralcio catalogo CNR per strada e flussi di traffico assimilabile alla strada di progetto

Per la composizione del traffico previsto su ciascun tipo di strada sono stati assunti gli spettri tipici di veicoli commerciali (massa complessiva $\geq 3t$) presenti in letteratura. Nelle tabelle seguenti si riportano i tipi di veicoli considerati e i loro carichi per asse, e la loro frequenza tipica, espressa in percentuale, sul totale dei mezzi commerciali, per ogni categoria stradale definita dalla normativa.

Tipo di veicolo	N° Assi	Distribuzione dei carichi per asse in KN			
1) autocarri leggeri	2	↓10	↓20		
2) " "	"	↓15	↓30		
3) autocarri medi e pesanti	"	↓40	↓80		
4) " " "	"	↓50	↓110		
5) autocarri pesanti	3	↓40	↓80	↓80	
6) " "	"	↓60	↓100	↓100	
7) autotreni e autoarticolati	4	↓40	↓90	↓80	↓80
8) " "	"	↓60	↓100	↓100	↓100
9) " "	5	↓40	↓80	↓80	↓80
10) " "	"	↓60	↓90	↓90	↓100
11) " "	"	↓40	↓100	↓80	↓80
12) " "	"	↓60	↓110	↓90	↓90
13) mezzi d'opera	"	↓50	↓120	↓130	↓130
14) autobus	2	↓40	↓80		
15) "	2	↓60	↓100		
16) "	2	↓50	↓80		

Figura 8 - Tipi di veicoli commerciali, numero di assi, distribuzione dei carichi per asse

Tipo di strada	Tipo di veicolo															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1) autostrade extraurbane	12.2	----	24.4	14.6	2.4	12.2	2.4	4.9	2.4	4.9	2.4	4.9	0.10	----	----	12.2
2) " urbane	18.2	18.2	16.5	----	----	----	----	----	----	----	----	----	1.6	18.2	27.3	----
3) strade extr. principali e secondarie a forte traffico	----	13.1	39.5	10.5	7.9	2.6	2.6	2.5	2.6	2.5	2.6	2.6	0.5	----	----	10.5
4) strade extraurb. second. ordin.	----	----	58.8	29.4	----	5.9	----	2.8	----	----	----	----	0.2	----	----	2.9
5) " extr. second.-turistiche	24.5	----	40.8	16.3	----	4.15	----	2	----	----	----	----	0.05	----	----	12.2
6) " urbane di scorrimento	18.2	18.2	16.5	----	----	----	----	----	----	----	----	----	1.6	18.2	27.3	----
7) " " di quartiere e locali	80	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	20	----	----
8) corsie preferenziali	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	47	53	----

Figura 9 - Tipici spettri di traffico di veicoli commerciali per ciascun tipo di strada

Per la strada in esame si è assunto per l'intera vita utile della pavimentazione stradale, 20 anni, un numero di passaggi totali pari a 18.000.000.

Per poter applicare il metodo AASHO si assume:

Livello iniziale di accettabilità della qualità della pavimentazione:	$PSI_i = 4.2$
Livello minimo di accettabilità della qualità della pavimentazione:	$PSI_{min} = 2.5$
Fattore di supporto (sottofondo relativo alla prova AASHO):	$S_0 = 3$
Fattore di supporto (sottofondo di progetto, CBR 15%):	$S_i = 6$
Fattore climatico regionale:	$R = 1$

Tale approccio ha permesso di individuare tre tipologie di pavimentazione stradale in funzione delle succitate destinazioni d'uso. Le sovrastrutture stradali sono le seguenti:

Viabilità principale – Tipologia A

- Tappetino di usura: in conglomerato bituminoso s= 5 cm
- Strato di collegamento(binder) in conglomerato bituminoso s= 6 cm
- Strato di base in misto bitumato s= 20 cm
- Strato di sottofondazione in materiale granulare s= 25 cm

Viabilità leggera – Tipologia B

- Pavimentazione superficiale in sampietrini s= 10 cm
- Letto in sabbia e cemento s= 4 cm
- Soletta in c.a. con rete elettrosaldata s= 15 cm
- Strato di sottofondazione in materiale granulare s= 20 cm

Percorsi pedonali – Tipologia C

- Pavimentazione superficiale in sampietrini s= 10 cm
- Letto in sabbia e cemento s= 4 cm
- Massetto in c.a. s= 10 cm
- Strato di sottofondazione in materiale granulare s= 10 cm