

COMMITTENTE



AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO
Porti di Palermo e Termini Imerese

LAVORI DI COMPLETAMENTO DEL MOLO FORANEO DI SOPRAFLUTTO DEL PORTO DI TERMINI IMERESE

**PROGETTO DEFINITIVO
PROGETTO GENERALE**

TITOLO

RELAZIONE TECNICHE

STUDIO SULLA STABILITA' DELLE STRUTTURE

INTERVENTO 3: RIPRISTINI DELLA BANCHINA DELLA DIGA FORANEA

ELABORATO B.10.3	SCALA -	NS. RIF B_10_3.doc	RIF. ARC. - NA4 AUTAPA11 - 19
---------------------	------------	-----------------------	----------------------------------

DATA	REVISIONE	REDATTORE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
17 giugno 2013	emissione	AL	GI	EC



AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO
Porti di Palermo e Termini Imerese

PROGETTAZIONE IMPIANTI

Ing. Salvatore Acquista
Ing. Enrico Petralia

*Collaboratori per la progettazione
degli impianti*

Geom. Vincenzo D'Amico
Geom. Antonino Martorana

**IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO**
Ing. Sergio La Barbera

**COORDINATORE PER
LA SICUREZZA IN FASE
DI PROGETTAZIONE**

Ing. Paolo Tusa



IL PROGETTISTA

*Responsabile dell'integrazione
tra le prestazioni specialistiche*

Ing. Elio Ciralli

Coordinamento
Ing. Giancarlo Inserra

Collaboratori
Arch. Ivana Lorenzano
Ing. Alfredo Lucarelli

AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO

Porti di Palermo e Termini Imerese

**LAVORI DI COMPLETAMENTO DEL MOLO FORANEO
DI SOPRAFLUTTO DEL PORTO DI TERMINI IMERESE**

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO GENERALE

**STUDIO SULLA STABILITA' DELLE STRUTTURE
INTERVENTO 3: RIPRISTINI DELLA BANCHINA
DELLA DIGA FORANEA**

GIUGNO 2013

VERSIONE:	DESCRIZIONE:	PREPARATO:	CONTROLLO:	DATA:
00	EMISSIONE	AL	GI	17 GIU 2013
NOME FILE: B.10.3.DOC			DISTRIBUZIONE: RISERVATA	

INDICE

1. PREMESSA	2
2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	3
3. PROGETTAZIONE DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE	5
3.1 GENERALITÀ	5
3.2 ANALISI DI EFFICACIA DEI MATERIALI DI RINFORZO E SCELTA DEI MATERIALI DA UTILIZZARE	6
3.3 CARATTERISTICHE DEL RINFORZO METALLICO	8
3.4 DIMENSIONAMENTO DELLA PAVIMENTAZIONE E DEL RINFORZO METALLICO	8
3.5 DIMENSIONAMENTO DELLA GEOGRIGLIA.....	10
4. DIMENSIONAMENTO DELLE BITTE E DEI RELATIVI TIRAFONDI.....	13
4.1 BITTE DI ORMEGGIO.....	13
4.2 VERIFICA DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEI TIRAFONDI DELLA BITTA DI ORMEGGIO	16

1. PREMESSA

L'Autorità Portuale di Palermo, a seguito di gara espletata secondo i principi della procedura negoziata, ex art.125, comma 11, del D.Lgs. 163/2006, e secondo il criterio dell'offerta economicamente più vantaggiosa, e in virtù dei finanziamenti regionali ex art. 111 della L.R.S. n. 11/2010, ha affidato alla "Progetti e Opere S.R.L." il servizio di redazione del progetto definitivo dei "Lavori di completamento del molo foraneo di sopraflutto del porto di Termini Imerese".

La presente relazione è relativa a:

- intervento 3: ripristino della banchina della diga foranea.

previsto dal progetto sopraindicato.

In particolare nel presente elaborato sarà affrontato:

- il dimensionamento della sovrastruttura che andrà a costituire la nuova pavimentazione della banchina della diga foranea del porto;
- il dimensionamento delle bitte da collocare sul ciglio della banchina della stessa e dei relativi tirafondi.

2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il progetto prevede degli interventi di ripristino della banchina della diga foranea, oggi dissestata. Questi consistono:

- nella regolarizzazione della quota della banchina a +2,00 m sul l.m.m. in corrispondenza del ciglio, come previsto dal PRP vigente;
- nella sigillatura dei giunti tra cassoni esistenti, oggi aperti e causa di sifonamento (cfr. OP.07);
- nel riempimento degli eventuali vuoti e cavità presenti nella colmata a tergo dei cassoni, sotto la pavimentazione, per effetto di fenomeni di sifonamento.

La regolarizzazione per abbassamento della quota della banchina fino a 2,00 m, dalla progr. 0,00 m alla progr. 695,70 m (cfr. OP.07), verrà effettuata operando una demolizione degli strati superficiali della banchina (che ad oggi si attesta a quota +2,50 m circa). La demolizione interessa parte della sovrastruttura sopra i cassoni in cls realizzati a coronamento della banchina lato porto, nonché parte del riempimento a tergo. Si noti che la demolizione sopra i cassoni deve avvenire dopo la rimozione delle lastre di copertura del cunicolo, dei blocchi di orlatura e delle bitte presenti.

L'intervento di sigillatura dei giunti fra i cassoni esistenti sarà operato attraverso la seguente procedura (cfr. tav. OP.07):

- posizionamento di sacchetti di iuta dal lato mare ai fini della necessaria protezione ambientale durante i lavori;
- infissione di tubo forma in acciaio di diametro \varnothing 250 (verificato che tale diametro sia inferiore all'ampiezza del giunto) fino a quota di 2 m inferiore rispetto al piano di imposta del cassone esistente, posizionati ad una distanza di 1 m dal bordo dello stesso lato mare e subito prima del riempimento a tergo;
- infilaggio nel tubo forma di apposito sacco \varnothing 700, realizzato in geotessile con determinate caratteristiche (verificato che tale diametro, una volta riempito il sacco di cls, sia sufficiente a sigillare il giunto), animato con tubo di acciaio \varnothing 40, fino alla quota di 2 m inferiore rispetto al piano di imposta dei cassoni;
- sfilamento del tubo forma;
- riempimento del sacco in geotessile con idoneo cls C20/25;
- apertura di scasse nella sovrastruttura per il versamento del materiale di riempimento nell'intercapedine confinata dai diaframmi in cls realizzati;
- riempimento della suddetta intercapedine fino a rifiuto con materiale proveniente da demolizioni della sovrastruttura e/o tout venant di cava;
- previa rimozione del surplus di riempimento fino alla quota necessaria, ripristino della sovrastruttura in cls.

Al fine di ottenere anche sulle superfici di riempimento a tergo dei cassoni la portanza prevista originariamente per la banchina (pari a 6 t/m^2) l'intervento prevede l'inserimento di:

- una geogriglia biassiale in polipropilene in maglia quadrata 38x38 mm;
- una fondazione in misto granulometrico, sp. 20 cm;
- uno strato di base in conglomerato bituminoso, sp. 10 cm;

Realizzata la suddetta stratificazione ed il necessario livellamento si provvederà, sia sul riempimento che sui cassoni, a stendere:

- una rete metallica zincata 8 x 10 cm, a doppia torsione in maglia esagonale;
- uno strato di binder, sp. 5 cm;
- uno strato di usura in conglomerato bituminoso modificato, sp. 4 cm.

I materiali provenienti dalla scarifica e demolizione saranno utilizzati per il riempimento a tergo del palancolato del nuovo molo martello (intervento 4), ovvero per il riempimento dei giunti tra cassoni, di cui sopra.

L'intervento si completa con interventi minori di riqualificazione della banchina foranea (cfr. OP.02.02):

- il rifacimento della rampa di collegamento tra la banchina S. Veniero (+1,50 m) e la banchina della diga foranea (2,25 m);
- la realizzazione di una rampa tra la strada che affianca la banchina S. Veniero (3,20 m) ed il massiccio della diga stessa (3,50 m);
- la realizzazione di due rampe tra la banchina ed il massiccio della diga alle progressive 354,60 m e 695,50 m.

3. PROGETTAZIONE DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE

3.1 GENERALITÀ

Come già indicato al capitolo precedente, la pavimentazione del piazzale sarà di tipo flessibile e sarà costituita dai seguenti strati:

- strato di usura (4 cm);
- strato di binder (5 cm);
- strato di base (10 cm);
- strato di fondazione (20 cm).

La scelta di tale pacchetto stradale deriva dalle seguenti considerazioni.

Gli strati superficiali devono avere elevata resistenza meccanica a compressione, flessione e taglio, elevata aderenza, devono essere impermeabili ed essere oggetto di scarse manutenzioni. Lo strato di base, invece, deve avere elevata resistenza ai fenomeni di fatica e all'ormaiamento (effetto di taglio). Lo strato di fondazione trasferisce i carichi al terreno e funge da filtro per la risalita di materiali fini.

Lo strato d'usura, in conglomerato bituminoso, è quello più superficiale della pavimentazione, quello soggetta all'usura dovuta al traffico ed esposto agli agenti atmosferici. La sua funzione è quella di sopportare carichi e sollecitazioni, offrire aderenza ed impermeabilizzare gli strati sottostanti.

Lo strato di binder in conglomerato bituminoso ha la funzione di collegamento tra strato di base e quello di usura.

Lo strato di base ha la funzione di sopportare senza deformazioni permanenti le sollecitazioni trasmesse dai veicoli e di avere un'adeguata flessibilità per resistere, sotto gli stessi carichi, a qualunque eventuale assestamento del sottofondo. In particolare deve resistere ai fenomeni di fatica, all'ormaiamento e, prevalentemente, alle sollecitazioni di trazione.

Lo strato di fondazione ha due funzioni principali: ripartire i carichi sul terreno e fungere da filtro per evitare la risalita di particelle fini. E' composto da stabilizzato granulometrico, cioè da una miscela di aggregati lapidei eventualmente corretta con l'aggiunta o la sottrazione di determinate frazioni granulometriche per migliorarne le proprietà fisico-meccaniche. Il misto granulare è costituito da aggregati grossi e fini.

Come indicato nell'elaborato "Studio Geologico" a cura del dott. Geol. I. Giuffrè e come si evince dalle stratigrafie dei sondaggi effettuati, i terreni di fondazione e i materiali di riempimento delle banchina sono costituiti da argille sabbiose e da sabbie limose.

Al fine di ottenere la portanza prevista originariamente per la banchina (pari a 6 t/m²) è stato previsto l'inserimento dei seguentelementi di rinforzo al fine di ottenere un pacchetto stradale rinforzato:

- una rete metallica a doppia torsione tipo ROADMESH L o equivalente da inserire all'interfaccia tra il binder e lo strato di base;
- un geogriglia tipo MAC GRID EG 40 S o equivalente, da inserire all'interno dello strato di fondazione.

Tali elementi di rinforzo sono necessari per migliorare le caratteristiche di rigidità e quindi la capacità portante dei materiali bituminosi costituenti la pavimentazione, al fine di prevenire una rottura prematura indotta dall'aumento dei carichi indotti dai volumi di traffico.

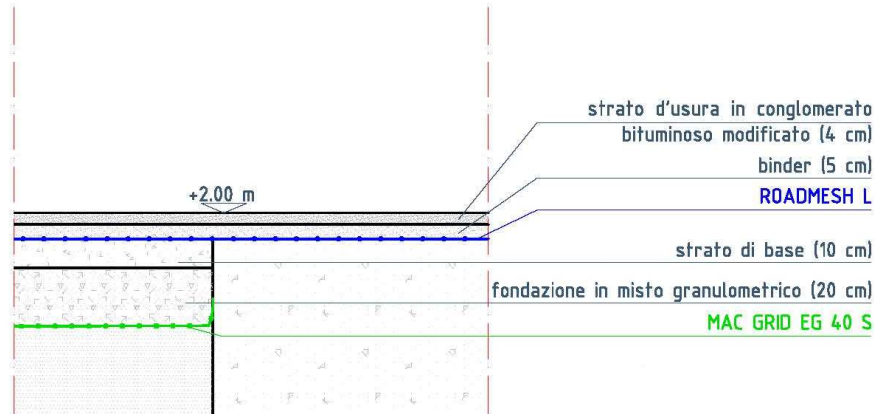


Figura 3.1 – Schema tipo della pavimentazione stradale

3.2 ANALISI DI EFFICACIA DEI MATERIALI DI RINFORZO E SCELTA DEI MATERIALI DA UTILIZZARE

Poiché le pavimentazioni flessibili sono caratterizzate da deformazioni verticali relativamente piccole (0,5-1 mm), le caratteristiche tenso-deformative dei materiali di rinforzo devono essere prese accuratamente in considerazione per poter determinare in modo corretto l'effetto del rinforzo sulla propagazione delle fratture. I rinforzi infatti si deformeranno diversamente a seconda della tensione applicata, la quale varia a seconda della posizione all'interno della sovrastruttura.

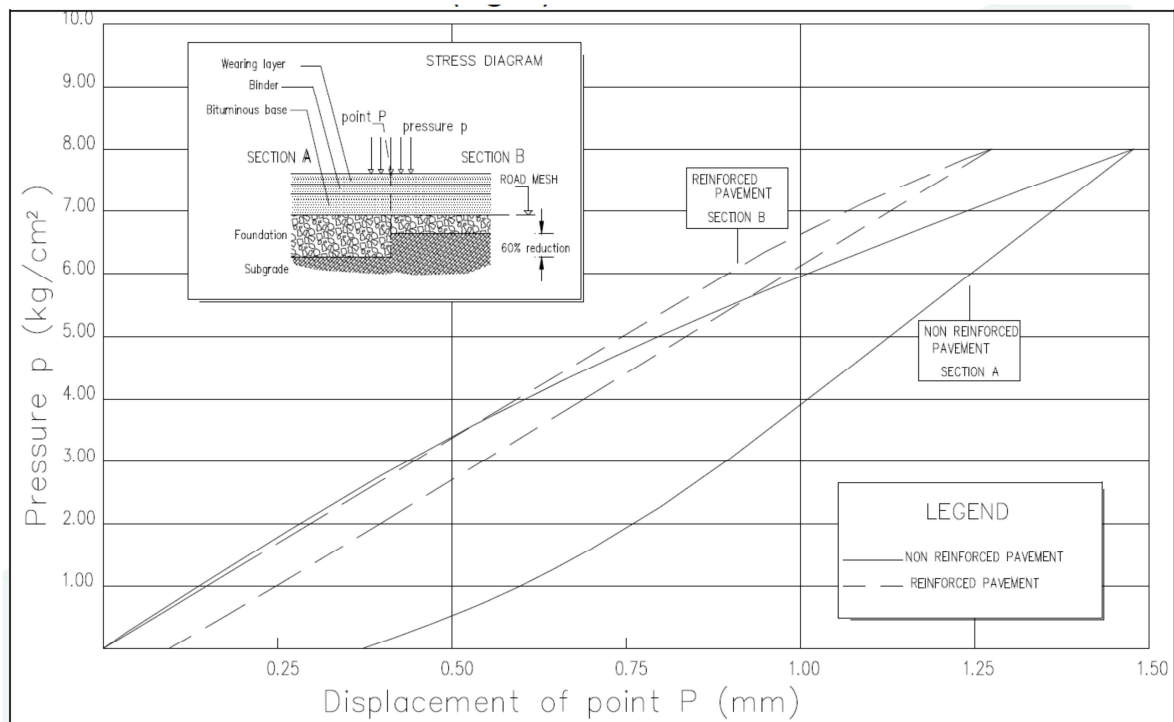


Figura 3.2 – Comportamento tenso-deformativo delle pavimentazioni rinforzate rispetto a quelle non rinforzate

La capacità dei rinforzi a resistere alle tensioni dipenderà sia dal tipo di rinforzo che dalla sua posizione: a tale proposito è necessario ricordare che il rinforzo dovrà essere in grado di erogare una notevole forza già per piccole deformazioni, ovvero dovrà essere caratterizzato da un'elevata rigidità.

Si può infatti osservare che per rigidità dell'ordine di 200 kN/m o inferiori (valori ricorrenti per alcune geogriglie polimeriche) l'efficacia strutturale del rinforzo è pressoché nulla, come confermato sia dalle elaborazioni numeriche che dalle prove su campo reale: il rinforzo non potrà mai svolgere le sue funzioni strutturali se la pavimentazione fletterà così tanto da rompere gli strati legati prima che la capacità reattiva del rinforzo sia stata innescata.

Per valutare l'efficacia dei vari materiali di rinforzo, si può fare riferimento al comportamento tensodeformativo dei materiali normalmente utilizzati nella pratica (cfr. la figura 3.3).

I prodotti polimerici mostrano delle deformazioni sotto carico molto elevate e inoltre hanno una forte tendenza al creep, il che significa che essi hanno meno probabilità di prevenire efficacemente le propagazioni di rottura.

I rinforzi in fibra di vetro, che non sono mostrati nella figura, giacciono tra la poliammide e l'acciaio, ma sono molto fragili: il rinforzo in fibra di vetro non viene usato nelle terre rinforzate proprio a causa dell'alto rischio di rottura durante l'installazione.

Tra tutti i materiali l'acciaio ha la migliore potenzialità di rinforzo, poiché presenta un'alta resistenza a trazione con limitate deformazioni.

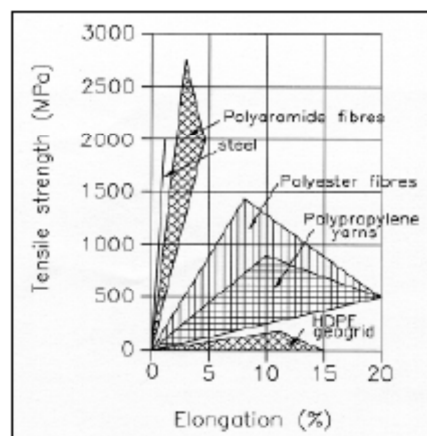


Figura 3.3 – Comportamento tenso-deformativo di alcuni tipi di materiali da rinforzo

Un'altra considerazione importante per la scelta dei rinforzi, specialmente negli strati legati, è l'interazione (adesione) tra il rinforzo ed il materiale circostante: nel caso degli strati bituminosi ogni discontinuità, mancanza di collegamento, tra il rinforzo e l'asfalto causerà rotture o laminazioni, lasciando filtrare l'acqua nelle pavimentazioni e portando all'inevitabile frattura dell'asfalto.

Tra i vari materiali utilizzati la rete metallica presenta un'adesione ai materiali bituminosi estremamente buona, a causa delle larghe maglie della rete che permettono all'asfalto di avvolgerla completamente, riducendo così il rischio di discontinuità all'interfaccia. L'interazione tra rete ed asfalto è stata testata alla Nottingham University nel periodo 1997-1999, facendo prove su campioni rinforzati con varie tipologie di materiale: le prove di taglio hanno dimostrato che i rinforzi metallici tipo Road Mesh o equivalenti assicurano un livello di aderenza all'interfaccia degli strati bituminosi molto elevato.

Ulteriori prove eseguite sui rinforzi metallici tipo Road Mesh o equivalenti, sia in laboratorio che in situ, hanno confermato tali risultati.

Un'ulteriore considerazione importante è la seguente.

È noto dalla meccanica dei terreni che per rinforzare i terreni contro il taglio, occorre intersecare il piano di taglio con dei rinforzi.

La rete metallica raggiunge perfettamente questo obiettivo fintanto che aderisce bene al materiale circostante.

3.3 CARATTERISTICHE DEL RINFORZO METALLICO

L'elemento di rinforzo tipo Road Mesh o equivalente dovrà essere costituito da rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale tipo 8x10, in accordo con le UNI EN 10223 3, tessuta con trafilato in ferro, conforme alle UNI EN 10218 per le caratteristiche meccaniche e per le tolleranze sui diametri, avente diametro 2,40 mm, provvista di una barretta di rinforzo di diametro 4,40 mm, con le stesse caratteristiche della rete, inserita all'interno della doppia torsione e con interasse pari alla lunghezza di una maglia intera.

L'elemento di rinforzo tipo Road Mesh o equivalente dovrà essere caratterizzato da una resistenza a trazione nominale longitudinale e trasversale entrambe pari a 40 kN/m.

Sia la rete sia le barrette dovranno essere a forte zincatura, in conformità alla norma EN 10244 classe A.

3.4 DIMENSIONAMENTO DELLA PAVIMENTAZIONE E DEL RINFORZO METALLICO

Per la progettazione di una pavimentazione rinforzata sono richiesti i moduli elastici degli strati, i relativi spessori e il carico stradale applicato.

Le calcolazioni hanno permesso di confrontare la situazione in presenza del rinforzo metallico alla profondità di 190 mm (all'interfaccia misto granulare-base bituminosa) rispetto alla pavimentazione non rinforzata.

Per quanto riguarda i carichi di progetto si è fatto riferimento a:

- asse da 100 kN;
- pressione di gonfiaggio pneumatico 700 kPa;

Di seguito si riporta il prospetto riepilogativo degli strati costituenti la pavimentazione comprensivo di spessori e moduli elastici.

Strato	Spessore (mm)	E (MPa)
USURA	40	4750
BINDER	50	3500
BASE BITUMINOSA	100	3000
ROADMESH L	-	-
Fondazione in misto granulare	200	1080
MAC GRID EG 40 S	-	-
Sottofondo con trattamento a calce	Semi - ∞	17,6

Tabella 3.1 – Moduli elastici dei materiali costituenti il pacchetto stradale

La sovrastruttura di cui sopra, per essere utilizzata dall'applicativo "OLCRACK" (cfr. Thom N.H. (2000) – "A simplified computer model for grid reinforced asphalt overlays", 4th International RILEM Conference – Reflective Cracking in Pavements, Ottawa, Canada, 2000, pp. 37-46) viene modellata come segue:

Strato	Spessore (mm)	E (MPa)
OVERLAY or ASPHALT COURSE	190	3500
BASE	200	1080
SUB GRADE	Semi - ∞	17,6

Tabella 3.2 – Moduli elastici dei materiali nel modello di simulazione del pacchetto stradale

Il CBR in sommità allo strato stabilizzato è stato cautelativamente stimato pari a 5.

Di seguito si riporta il prospetto riepilogativo per il calcolo della pavimentazione:

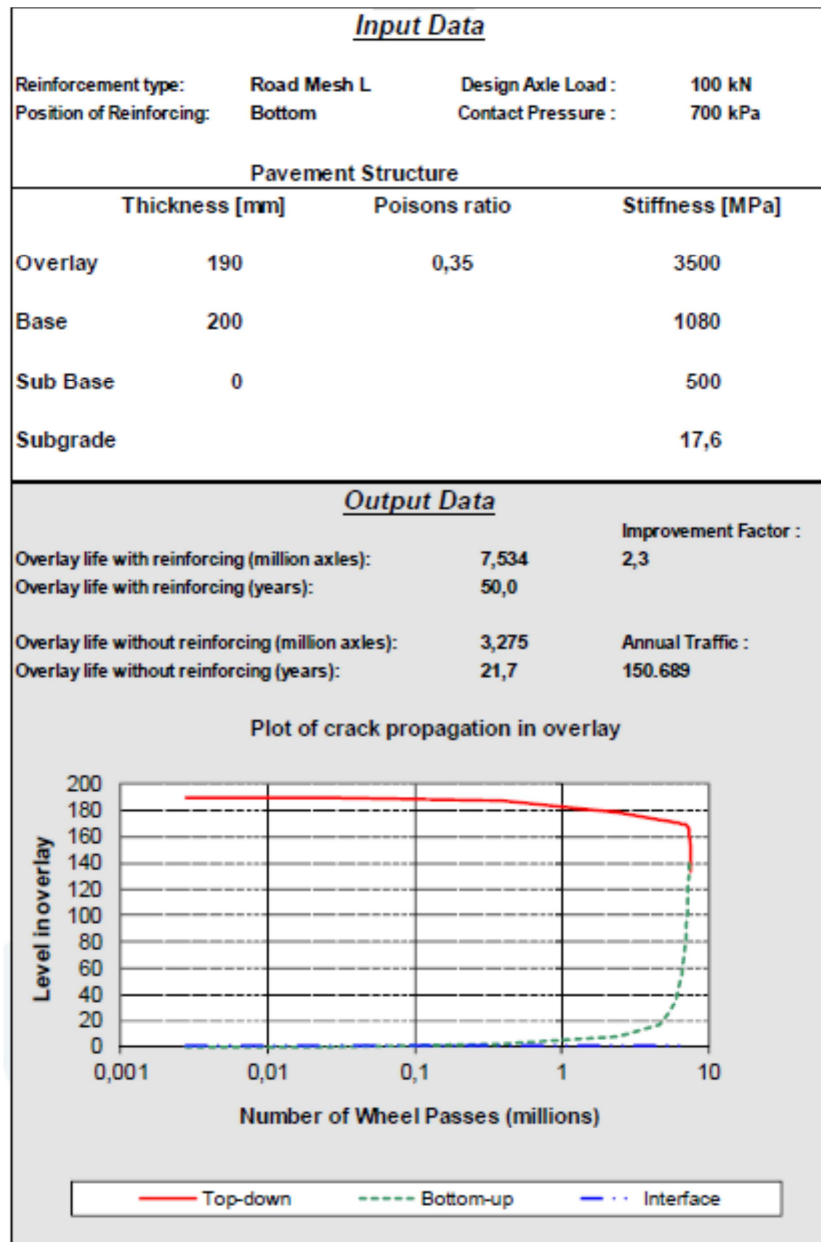


Figura 3.4 – Dimensionamento del pacchetto stradale rinforzato

I risultati del calcolo con il software “OLCRACK” sono riportati nella seguente tabella:

Soluzione progettuale	Aumento di vita utile
Rinforzata	2.30
Non rinforzata	1.00

Tabella 3.3 – Calcolo della vita utile di una pavimentazione rinforzata

La tabella mostra chiaramente come l’uso del rinforzo consente l’aumento della vita utile della pavimentazione del 130% rispetto alla soluzione non rinforzata.

3.5 DIMENSIONAMENTO DELLA GEOGRIGLIA

Le geogriglie di rinforzo per strade e piazzali fondati su terreni soffici esplicano la loro funzione di rinforzo per mezzo di tre meccanismi:

- effetto di confinamento laterale a livello dello strato di base rispetto alle tensioni generate dal peso proprio degli strati sovrastanti;
- effetto di confinamento laterale a livello dello strato di base rispetto alle tensioni generate dall’azione delle ruote;
- effetto membranale all’interfaccia sottobase-sottofondo.

Ognuno di questi meccanismi sviluppa una forza di trazione nello strato di rinforzo.

Lo schema generale di una strada o di un piazzale può includere i seguenti strati:

- strato di asfalto AC (lo strato di usura e il binder sono considerati come un unico strato il cui spessore è dato dalla loro somma);
- strato di base BC;
- strato di fondazione SB;
- sottofondo SG.

Per questo motivo è stato sviluppato un modello a 4 strati per il progetto dei rinforzi geosintetici come mostra la figura 3.5.

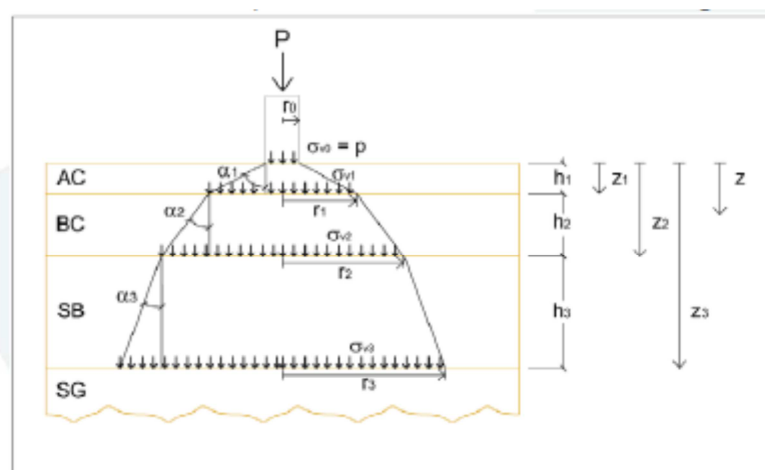


Figura 3.5 – Schema di calcolo per il dimensionamento della geogriglia

Il modello assume il carico applicato dalla ruota come una pressione verticale uniforme $\sigma_{v0}=p$ (p =pressione di gonfiaggio dello pneumatico) su di un’area circolare equivalente di raggio r_0 ; questo carico si diffonde attraverso i 3 strati della sovrastruttura (AC, BC e SB) in base agli angoli di diffusione α_1 , α_2 , α_3 propri di ciascuno strato.

Si può assumere che lo strato di geogriglie sviluppi un meccanismo a membrana tesa, cioè che la geogriglia può essere considerata come uno strato a catenaria, mentre per gli strati successivi tale meccanismo è trascurabile.

Lo schema di calcolo per l'effetto membrana è mostrato nella figura 3.6.

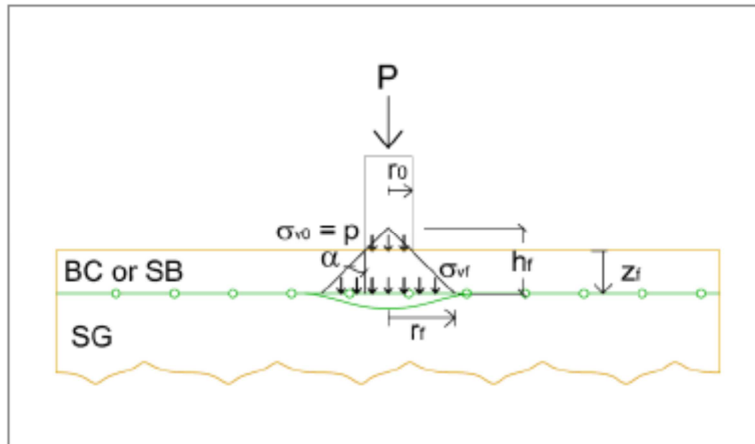


Figura 3.6 – Schema di calcolo per l'effetto membrana

La forza orizzontale totale agente sullo strato di rinforzo vale:

$$T = T_s + T_p - T_m$$

dove:

- T_s è la forza orizzontale dovuta al terreno che insiste sopra il rinforzo;
- T_p è la forza orizzontale generata dall'azione delle ruote sul rinforzo;
- T_m è la forza orizzontale dovuta all'effetto membrana in corrispondenza del rinforzo all'interfaccia con il sottofondo.

Il rinforzo deve essere in grado di fornire una forza di trazione uguale o minore di T ad una deformazione massima del 5%.

Il modello di calcolo indica come una geogriglia tipo MAC GRID EG 40 S o equivalente sia il rinforzo più adatto, come risulta dai calcoli che seguono.

WHEEL LOAD	SYMBOL	VALUE	UNIT
Design axle load	W	100	kN
Wheel load	P	50	kN
Tyre inflation pressure	p	700	kPa
Radius of equivalent contact area	r0	0,151	m
Equivalent Standard Axle Load (ESAL)	Pa	80	kN

ASPHALT BASE	SYMBOL	VALUE	UNIT	Suggested values
Unit weight	γ_1	24	kN/m ³	24
Thickness	h1	0,19	m	
Load spreading angle	α_1	55	deg	55-60

BASE COURSE	SYMBOL	VALUE	UNIT	Suggested values
Unit weight	γ_2	19	kN/m ³	19
Friction angle	ϕ_2	35	deg	33-37
Cohesion	c2	0	kPa	0
Base course thickness	h2	0,30	m	
Load spreading angle	α_2	45	deg	42-48
Number of layers	Nr2	2		
Average geogrid spacing	Sv2	0,10	m	
Active pressure coefficient	K2	0,27		

SUBGRADE	SYMBOL	VALUE	UNIT	Suggested values
CBR	CBR	1,00	%	
FS BEARING CAPACITY	FS	3,00		2-3

MEMBRANE THEORY COEFFICIENT	
ϵ_r (%)	Ω
1	2,07
2	1,47
3	1,23
4	1,08
5	0,97

VALUES AT LAYERS INTERFACES		
Asphalt layer bottom		
z1	0,19	m
r1	0,42	m
σ_{v1}	89,31	kPa
Base course bottom		
z2	0,39	m
r2	0,62	m
σ_{v2}	41,12	kPa

GEOGRID DESIGN FOR BASE COURSE					
LAYER NUMBER	1	2			
H (m) - from base course bottom	0	0,2			
Z (m) - from top	0,39	0,19			
Tz (kN/m)	0,92	0,62			
r (m)	0,62	0,42			
σ_v (kPa)	41,12	89,31			
Tp (kN/m)	3,53	0,00			
ϵ_r (%)	5	5			
Ω	0,97				
rf (m)	0,35				
Wtc2 (kPa)	68,55				
Tm2 (kN/m)	23,33				
Ttot (kN/m)	27,78	0,62			
Geogrid strength MD x TD (kN/m)	MacGrid EG 40S	RM L			
Design strain ϵ_r (%)	5	5			
Tr GG (kN/m)	34,00	10,00			

Tabella 3.4 – Calcoli per il dimensionamento della geogriglia

4. DIMENSIONAMENTO DELLE BITTE E DEI RELATIVI TIRAFONDI

4.1 BITTE DI ORMEGGIO

Il vigente Piano Regolatore del Porto di Termini Imerese, prevede in merito agli scenari di traffico portuale le seguenti funzioni previste per l'ambito commerciale:

- Ro-Ro merci e traghetti misti passeggeri/merci;
- rinfuse secche e liquidi non inquinanti;
- merci varie, merci convenzionali in colli e pallettizzate;
- containers;

riservando al traffico Ro-Ro la maggior parte degli accosti e delle aree a terra del porto commerciale.

Le ipotesi di base del Piano, considerate le potenzialità di traffico al variare delle dimensioni utilizzate, fanno riferimento alle seguenti specifiche:

- lunghezza delle imbarcazioni variabile tra 150 m e 210 m;
- profondità dei fondali massima pari a 10 m.

Pertanto, in funzione di esse e delle classi di navi di progetto individuate nel Piano, si procederà al dimensionamento delle opere di accosto ed ormeggio.

Il dimensionamento delle bitte di ormeggio o dei sistemi di ormeggio equivalenti per l'accosto laterale viene realizzato mediante l'ausilio di apposite tabelle, in funzione dei parametri di dislocamento e delle dimensioni delle imbarcazioni.

È possibile valutare, attraverso l'espressione di *Nichol*, il valore della forza agente sui sistemi di ormeggio per effetto delle azioni del vento sulle imbarcazioni:

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

dove

- F : sollecitazione agente;
- E : area delle sezione trasversale della parte emergente della nave [m²];
- D : fattore di direzione dell'angolo di incidenza del vento;
- S : fattore di schermo in funzione della posizione dell'imbarcazione all'interno dell'approdo (prima fila $\rightarrow S=1$; seconda fila $\rightarrow S=0,5$);
- V : velocità del vento [m/s].

Il fattore di direzione è valutato facendo riferimento allo schema di seguito riportato, in funzione dell'angolo di incidenza del vento.

Si riporta nel grafico 4.1 l'andamento del fattore di direzione, in funzione dell'angolo di incidenza del vento.

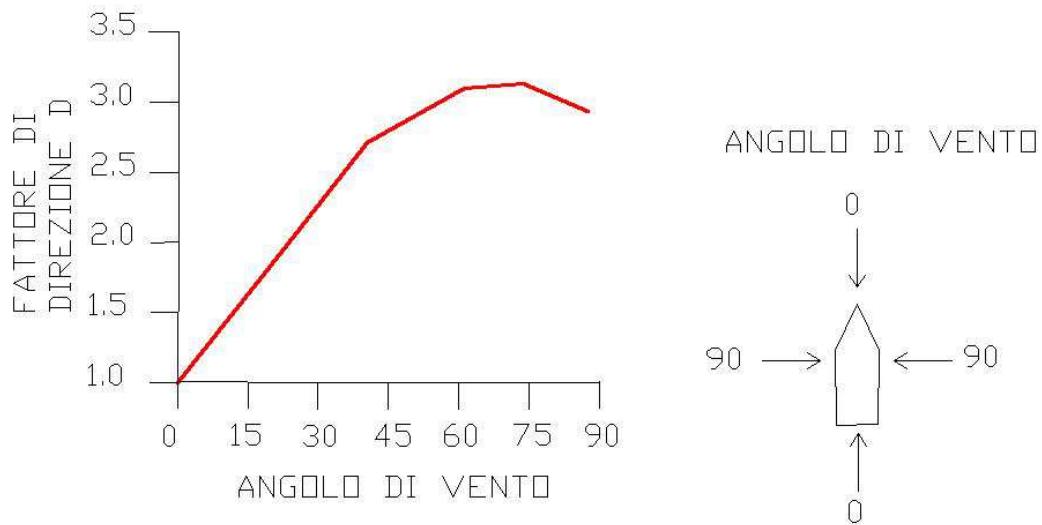


Grafico 4.1– Stima del fattore di direzione D

Per il sito del Porto di Termini Imerese, in base a quanto valutato durante la redazione degli elaborati B.1 “Studio Climatologico” e B.2 “Studio Meteomarino” si evince la prevalenza dei venti di Maestrale, seguiti da quelli di Tramontana, dal Libeccio dal Greco-Levante e quindi Scirocco.

In base alle analisi statistiche durante la redazione dell’elaborato B.2 citato, è stato ritenuto congruo indicare come velocità di progetto un’intensità pari a 20 m/s a cui corrisponde un tempo di ritorno maggiore o uguale a 100 anni.

A vantaggio di sicurezza, il fattore di schermatura S è stato fissato pari all’unità.

Per le navi ormeggiate possiamo desumere quanto segue.

Per la valutazione di E_x ed E_y , le aree normali esposte alla sollecitazione, rispettivamente, lungo l’asse x ed y, si può fare riferimento agli standard PIANC per navi di tipo Ro-Ro.

Nel caso in cui la lunghezza richiesta della nave di progetto non fosse presente nelle tabelle, sono stati considerati i valori di E_x ed E_y corrispondenti alla nave di lunghezza immediatamente superiore a quella considerata, a vantaggio di sicurezza.

	L [m]	E_x [m ²]	E_y [m ²]
RO-RO SHIP	155,00	2760,00	690,00
	180,00	3320,00	836,00
	233,00	4550,00	1160,00

Tabella 4.1 – Estratto della tabella di calcolo fornita dalPIANC: aree di esposizione

Considerando, per la generica imbarcazione, un sistema di riferimento locale xy con assi disposti, rispettivamente, secondo l’asse babordo-tribordo e l’asse poppa-prua dell’imbarcazione, le componenti lungo le direzioni sopracitate della forzante agente sulla nave si esprimono come segue:

- $F_x = 0.72 E_x D_x S V^2 \cos \alpha$
- $F_y = 0.72 E_y D_y S V^2 \sin \alpha$

dove α è l’angolo che la direzione del vento forma con l’asse x.

La forzante complessiva sarà, quindi, pari a:

$$F = \sqrt{(F_x^2 + F_y^2)}$$

Per ciascuna tipologia di nave si è fatto riferimento alle seguenti lunghezze tra le perpendicolari, riportate in Tabella 4.2.

L_{BP} [m]	NAVI DI PROGETTO		
	Piccola	Media	Grande
	150,00	180,00	210,00

Tabella 4.2 – Lunghezza delle navi di progetto da PRP (2003)

Di seguito si riportano gli schemi di calcolo per le tipologie di navi previste nello schema di progetto, mediante i quali si è determinato il tiro agente sulla bitta in funzione del regime di vento presente. Le bitte sono posizionate circa ogni 25 m. Ciò significa che ognuna delle navi sarà normalmente ormeggiata in almeno cinque punti.

I calcoli eseguiti indicano che le massime sollecitazioni si ottengono per quelle direzioni per cui l'angolo di vento con l'asse x è pari a circa 23° e cioè in presenza di Maestrale e Scirocco per cui vale:

MAESTRALE	SCIROCCO	TIRO TOTALE SULLE BITTE	
		CLASSE NAVE	F [kN]
		Piccola	1490.82
		Media	1793.60
		Grande	2458.80

Per le direzioni di Grecale e Tramontana, per cui l'angolo di vento è pari a circa 67°, vale:

TRAMONTANA	GRECALE	TIRO TOTALE SULLE BITTE	
		CLASSE NAVE	F [kN]
		Piccola	966.32
		Media	1163.61
		Grande	1597.65

A vantaggio di sicurezza si ipotizza che ogni nave abbia solo tre punti di ormeggio, da cui si ottiene il tiro massimo pari a circa 833 kN in ogni bitta.

A conferma della bontà dei calcoli effettuati si riportano i valori presenti in letteratura per il calcolo del tiro agente sulla bitta d'ormeggio in funzione del dislocamento della nave:

Dislocamento D [t]	Tiro sulla bitta T [kN]
fino a 2.000	100
fino a 10.000	300
fino a 20.000	600
fino a 50.000	800
fino a 100.000	1.000
fino a 200.000	1.500
> di 200.000	2.000

Tabella 4.3 – Tiro agente sulla bitta in funzione del dislocamento della nave (Matteotti – Lineamenti di costruzioni marittime - 3° edizione – SGEEditoriali)

Si nota come i valori calcolati siano dello stesso ordine di grandezza di quelli da letteratura.

La scelta di dotare quindi la banchina di bitte aventi tiro nominale da 1000 kN appare cautelativa ed a vantaggio di sicurezza.

4.2 VERIFICA DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEI TIRAFONDI DELLA BITTA DI ORMEGGIO

La bitta viene ancorata alla sovrastruttura dei cassoni in calcestruzzo armato mediante 4 tirafondi aventi lo scopo di sopportare le forze di taglio e quelle di trazione trasmesse alla bitta dal tiro dei natanti.

I tirafondi presentano, nella parte inferiore, appositi dispositivi (rosette) atti a ridurre la possibilità di sfilamento e/o, nella parte superiore, apposita filettatura così da poter essere connessi alla piastra in ghisa della bitta mediante dadi e controdadi, aumentando il livello di aderenza.

Per aderenza si intende la resistenza che si mobilita tra la barra d'acciaio ed il calcestruzzo che l'avvolge, quando la prima tende a scorrere rispetto al secondo. Essa è dovuta sia alle forze di adesione intermolecolari che si sviluppano al perimetro tra acciaio e calcestruzzo, sia all'attrito conseguente al serraggio esercitato dal calcestruzzo sulle barre per effetto del ritiro, sia infine alle eventuali asperità o rugosità presenti sulla superficie esterna delle barre.

La perfetta aderenza tra le barre d'acciaio e il conglomerato circostante è una delle ipotesi fondamentali per effettuare un qualsiasi calcolo convenzionale per la valutazione dello sfilamento.

L'aderenza è dovuta principalmente alle nervature presenti sulla superficie esterna delle barre e secondariamente sia alle forze di adesione intermolecolari che si sviluppano al perimetro tra acciaio e calcestruzzo sia all'attrito conseguente al serraggio esercitato dal calcestruzzo sulle barre per effetto del ritiro. Le caratteristiche di aderenza vengono definite tramite la tensione di aderenza t_{ad} .

L'ipotesi più elementare per il calcolo di t_{ad} si basa sull'ipotesi di Brice, che consiste nell'assumere un andamento costante delle tensioni di aderenza.

Consideriamo inizialmente il caso elementare di un tirafondo annegato in un blocco di calcestruzzo e soggetto ad uno sforzo di trazione T .

Il tondino in queste condizioni avrà la tendenza a fuoriuscire dal blocco di conglomerato: tale tendenza mobilita l'aderenza fra i due materiali e di conseguenza fa insorgere, lungo il perimetro p del tratto Δl del tondino annegato nel blocco, le tensioni di aderenza.

Imponendo l'equilibrio allo scorrimento del tondino, con l'ipotesi di Brice, si avrà:

$$T = t_{ad} \times p$$

dove:

- T è lo sforzo di trazione;
- p è il perimetro esterno della barra;
- t_{ad} è la tensione di aderenza.

Per il tiro alla bitta vale:

$$T = \pi d^2 \sigma_s / 4$$

dove:

- σ_s è la tensione di trazione nell'acciaio
- d il diametro del tirafondo.

Il perimetro p vale:

$$p = \pi d \Delta l$$

dove :

- Δl è la lunghezza della barra ;
- d è il suo diametro;

Facendo le opportune sostituzioni si ottiene:

$$t_{ad} = \sigma_s d / (4 \Delta l)$$

Il valore Δl_{min} affinché il tondino non si sfili è:

$$\Delta l_{min} = \sigma_s d / (4 t_{adamm})$$

dove t_{adamm} è la tensione ammissibile di aderenza è pari a:

$$t_{adamm} = 3 (0,4 + (R_{ck} - 15) / 75) \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

dove R_{ck} è la tensione cubica caratteristica del calcestruzzo.

A vantaggio di sicurezza si è ipotizzato che :

- il tiro alla bitta sia pari a quello massimo è cioè a 1000 kN;
- il diametro degli ancoraggi è 80 mm;
- il tiro alla bitta agisca secondo la direzione di inserimento dei tirafondi;
- il tiro alla bitta sia assorbito da almeno due dei quattro tirafondi;
- la presenza della rosetta sia ininfluyente.

Per quanto riguarda la resistenza del calcestruzzo della sovrastruttura della banchina, dagli elaborati del progetto "Prolungamento della Diga Foranea e completamento della banchina S. Veniero", a firma del Prof. Ing. G. Mallandrino (1985), si evince che la classe di resistenza cubica di progetto del calcestruzzo fosse 200 Kg/cm².

In questa sede si è ipotizzato che tale resistenza caratteristica del calcestruzzo, per via dell'esposizione agli agenti avversi e del decadimento del materiale, si sia abbattuta di un'aliquota pari al 10%.

Per le seguenti verifiche è stato quindi assunto che la resistenza caratteristica del calcestruzzo sia 18 N/mm².

Di seguito si riportano in sintesi i dati ottenuti a seguito della verifica effettuata:

- tiro alla bitta = 1000kN;
- numero di ancoraggi = 2;
- azione sul singolo ancoraggio=500kN;
- diametro ancoraggi = 80 mm;
- resistenza caratteristica cubica cls = 18 N/mm²;
- tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo $t_{adamm} = 1,33 \text{ N/mm}^2$;
- Lunghezza di ancoraggio calcolata =1500 mm.

Gli ancoraggi saranno lunghi 1500 mm e, a vantaggio di sicurezza, provvisti di apposita filettatura speciale al fine di aumentare l'aderenza tra essi e il calcestruzzo, come indicato nell'elaborato OP.07 a cui si rimanda.