

AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO

PORTO DELL'ACQUASANTA DI PALERMO

Ditta:



MARINA VILLA IGIEA
PALERMO

PROGETTO DI POTENZIAMENTO, ADEGUAMENTO E COMPLETAMENTO DELLE
INFRASTRUTTURE DEL PORTO TURISTICO DELL'ACQUASANTA DI PALERMO

PO FESR 2007/2013, linea di intervento 3.3.2.5 - Bando pubblico per la realizzazione di interventi strutturali ed infrastrutturali finalizzati all'attuazione del piano strategico regionale della portualità turistica
- CODICE CUP G71G1000030004 - prog.n° 21 -

Documentazione di cui all'allegato II del D.M. 14-04-1998 richiesta dall'Assessorato alle Attività Produttive
Dipartimento Regionale delle Attività Produttive - Servizio 4 con nota prot. n. 0014233 del 11-03-2014
e nota prot. n. 0014954 del 13-03-2014

All. B.2 - Relazione geotecnica
(Redatta dal Prof. Ing. Giuseppe Giambanco)

Palermo, 29-03-2014


Il Progettista:
SIGMA INGEGNERIA S.P.A.
Via della Libertà 201/a 90143 Palermo
Tel. 091 6254742

La Ditta:
MARINA VILLAIGIEA S.P.A.
MARINA VILLAIGIEA S.p.A.
Il Presidente
(Giacchino Guccione)


ING. VINCENZO NICOLETTI



ARCH. IDA ZIMMATORE



ING. FRANCESCO AGIOGLIO









Marina Villa Igiea S.p.A.

Porto Acquasanta s.n.c.

Verifica dell'efficienza della pavimentazione esistente dei relativi sottofondi , progetto per la realizzazione di un edificio industriale e di una nuova pavimentazione nell'area di Colmata in concessione alla Marina Villa Igiea S.p.A. nel porto turistico dell'acquasanta finalizzata al transito di carrellone, fork e travel lift e movimentazione di imbarcazioni fino a 100 Tonnellate nell'ambito del progetto di potenziamento delle infrastrutture portuali finanziato nell'ambito del POR Sicilia 2000-2006-Misura 4.19 a)-D.D.G. n. 1246/S 3° Tur del 11/11/2002 Cod.1999.IT.16.1.P.O.011/4.19 a/12.2.6/0013-Progetto n. 276.



*Studio Strutturale e Geotecnico della Pavimentazione Esistente
e Progetto della Nuova Pavimentazione della Colmata.*

La committenza

MARINA VILLA IGEA S.p.A.

*Il presidente del CdA
Giacchino Guccione*

Consulenza Strutturale e Geotecnica



Prof. Ing. Giuseppe Giambanco

Palermo, 28 Dicembre 2007

Emissione 0

INDICE

1. PREMESSA

2. INDAGINI

3. STUDIO DELLA PAVIMENTAZIONE ALLO STATO ATTUALE

4. PROGETTO DELLA NUOVA PAVIMENTAZIONE

5. CONCLUSIONI

Appendice A: Risultati dei calcoli per lo stato attuale

Appendice B: Risultati dei calcoli di progetto

Appendice C: Documentazione fotografica

1. PREMESSA

La società Marina di Villa Igiea S.p.A. (Marina), operante a Palermo nel settore del turismo nautico, nel 2002 ha ricevuto dall'Autorità Portuale di Palermo in concessione demaniale un piazzale (denominato "area di colmata") adiacente al porticciolo turistico dell'Acquasanta che la stessa Marina gestisce in concessione.

Il piazzale è di forma triangolare ed è delimitato a Est dal molo di sottoflutto del porticciolo citato, a Ovest dalla diga foranea e a Sud da una struttura scatolare in calcestruzzo armato che costituisce la parte terminale del canale Passo di Rigano.

La Marina ha in programma di utilizzare il piazzale in parte per il ricovero delle imbarcazioni (porto asciutto), in parte per la realizzazione di un capannone che sarà adibito ad officina per le riparazioni e la manutenzione delle imbarcazioni stesse. Pertanto, è da ipotizzare che il piazzale sarà sede di un certo traffico del tipo pesante visto che con le attrezzature già nella disponibilità della Marina sarà possibile sollevare e movimentare imbarcazioni aventi peso massimo di 100 t.

Il piazzale allo stato attuale è pavimentato con piastre di calcestruzzo armato poggianti direttamente sul terreno di riporto utilizzato per la colmata. La lastra ha dimensioni tipiche in pianta di 5.00×5.00 m e spessore medio di 20 cm. Le lastre sono distanziate fra loro di circa 1.2 m tramite corridoi pavimentati con mattoni colorati, di calcestruzzo, autobloccanti.

Al fine di determinare la capacità portante della attuale pavimentazione e di poter confrontare tale capacità con quella richiesta dal traffico veicolare pesante che verrà instaurato, la Marina ha incaricato lo scrivente di sviluppare uno studio strutturale e geotecnico. Tale studio è supportato da una trattazione della geologia dell'area redatta dal dott. geol. Oreste Adelfio.

Sia lo studio geotecnico che quello geologico si basano su una campagna di indagini sviluppata nel periodo Ottobre-Novembre 2007 che ha riguardato i terreni della colmata con l'esecuzione di sondaggi geognostici meccanici a rotazione e carotaggio continuo, di prove SPT, di prove down hole nonché la pavimentazione attuale e il suo strato di fondazione con pozzetti ispettivi e prove di carico su piastra.

I principali risultati dello studio geotecnico e strutturale sono sintetizzati nella presente relazione che è strutturata come segue: nel successivo paragrafo si descrivono brevemente le indagini sviluppate sulla pavimentazione del piazzale e sul materiale della colmata e si riportano le osservazioni fatte nel corso delle indagini caratterizzando dal punto di vista fisico e meccanico i terreni presenti al di sotto della pavimentazione. Nel paragrafo 3 si sviluppa l'analisi strutturale della pavimentazione

allo stato attuale in presenza dei carichi di esercizio previsti per il futuro utilizzo del piazzale. Infine nel paragrafo 4 si ipotizza la realizzazione di una nuova pavimentazione per il transito dei mezzi pesanti e si sviluppano le analisi strutturali che ne dimostrano il buon funzionamento.

2. INDAGINI

In premessa si è già detto che a supporto dello studio geotecnico e strutturale è stata programmata ed attuata una campagna di indagini volta alla conoscenza e caratterizzazione dei materiali utilizzati per la colmata e di quelli impiegati per la realizzazione dell'attuale pavimentazione.

Le indagini sviluppate consistono in:

- esecuzione di due sondaggi geognostici meccanici a carotaggio continuo;
- prove in situ del tipo SPT lungo le verticali dei sondaggi geognostici;
- prove in situ del tipo down-hole lungo le verticali dei sondaggi geognostici;
- prove in laboratorio su campioni provenienti dai carotaggi.
- pozzetti ispettivi per l'analisi stratigrafica della pavimentazione;
- prove di carico su piastra per la caratterizzazione elastica del terreno di fondazione della pavimentazione.

I risultati delle indagini sopra elencate sono contenuti nei rapporti specifici redatti dalle ditte incaricate dello svolgimento delle prove (Globalgeo s.r.l., Geocima s.n.c., CON.GEO s.r.l.). I rapporti sono allegati alla presente relazione.

2.1 TERRENI

L'inquadramento geologico-geomorfologico dell'area di colmata è illustrato nel dettaglio nella relazione prodotta dal dott. Adelfio. Nel seguito utilizzando le principali risultanze dello studio geologico si procede alla descrizione geotecnica dei terreni e alla loro caratterizzazione.

I terreni presenti nell'area di colmata sono stati investigati tramite due sondaggi meccanici a rotazione e carotaggio continuo, denominati S1 e S2, la cui posizione è riportata nella planimetria di figura 2.1.

I sondaggi S1 e S2 sono stati approfonditi fino alle quote di 26 e 30 m rispettivamente e le stratigrafie di dettaglio, ottenute dall'osservazione diretta delle carote estratte, sono riportate nella relazione geologica allegata.

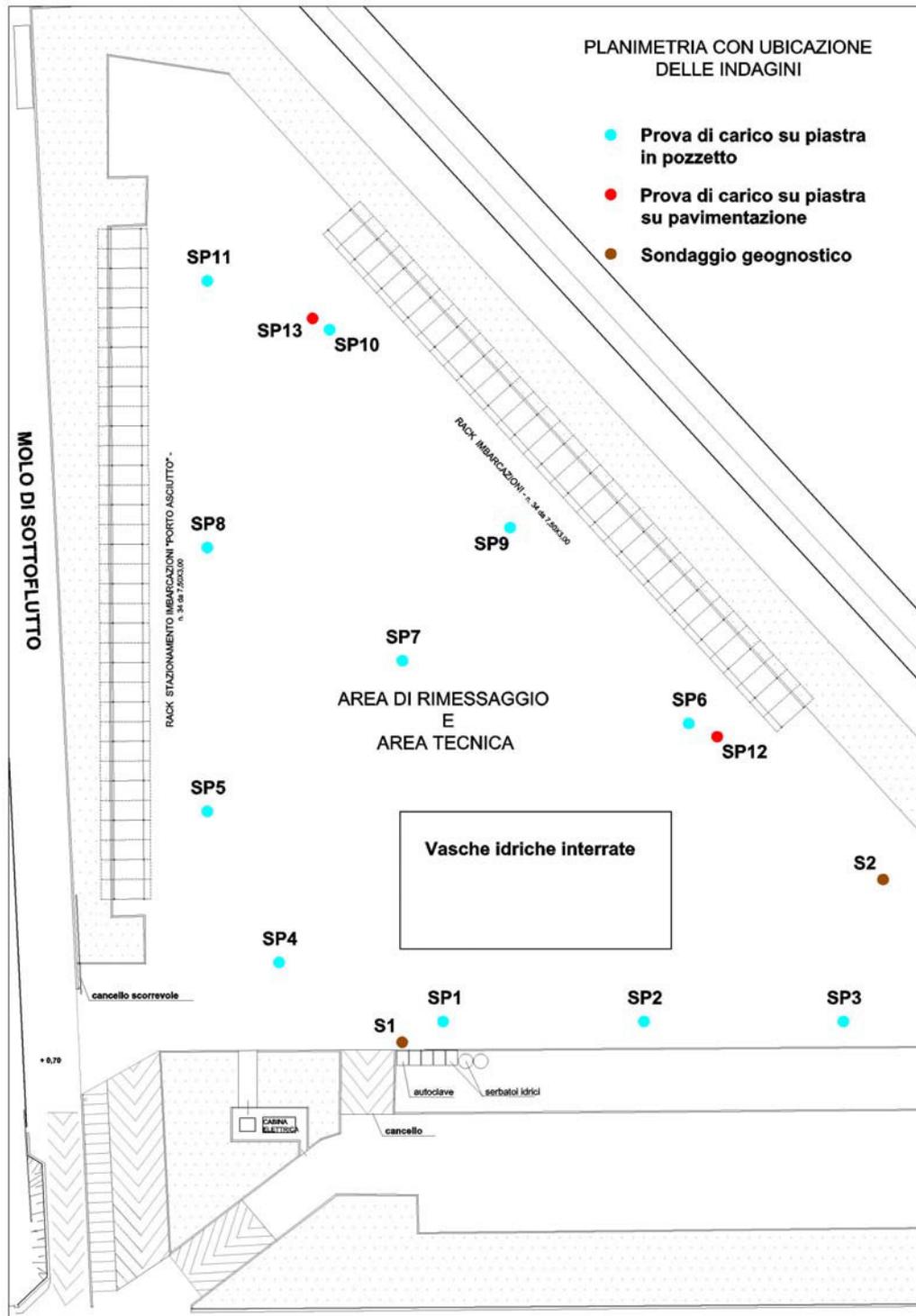


Figura 2.1 – Planimetria con ubicazione delle indagini

In entrambi i casi il sondaggio ha interessato, dall'alto verso il basso, i *terreni di riporto (TR)* utilizzati per il riempimento, i *depositi detritici superficiali (DT)* e la formazione delle *calcareniti (SC)*.

I terreni di riporto riscontrati mostrano una certa eterogeneità lungo lo spessore della colmata. In prevalenza sono costituiti da sabbia limosa di colore giallastro frammista a livelli di terreno agrario di colore bruno, a ghiaia calcarea e cocci. A tratti sono stati rinvenuti anche elementi nodulari di conglomerato cementizio (sfabbricidi) e, al fondo a contatto con i depositi marini, strati di limi scuri di natura prevalentemente organica portati probabilmente dal canale Passo di Rigano. Lo spessore dei terreni di riporto è variabile fra 17 e 20 m.

Al di sotto dei terreni di riporto è presente uno strato di spessore modesto (3-4 m) di depositi detritici costituiti da sabbia monogranulare biancastra o grigia con incluse alghe.

Infine si è riscontrata la formazione delle calcareniti che qui si presenta di colore grigio chiaro, da mediamente a poco cementata e fossilifera. Lo spessore di questa formazione è probabilmente superiore ai 10 m. La profondità di rinvenimento della formazione delle calcareniti è desumibile anche dalle prove down-hole sviluppate nei fori di sondaggio. Nel sondaggio S1 (prova DH1) il tetto delle calcareniti viene identificato alla profondità di 19-20 m mentre nel sondaggio S2 (prova DH2) la profondità rilevata è di circa 22 m.

Nel corso dell'esecuzione dei carotaggi sono state eseguite prove penetrometriche di tipo dinamico (SPT) con punta del diametro di 51 mm, maglio del peso di 63.5 kg e altezza di caduta di 75 cm.

Nelle successive tabelle 2.I e 2.II sono riportati il numero di colpi NSPT registrati per le diverse profondità a cui sono state eseguite le prove nel corso dei sondaggi S1 ed S2. Nelle medesime tabelle sono riportate alcuni risultati delle elaborazioni delle prove. In particolare si sono valutati:

- la densità relativa utilizzando la formula di Skempton
- l'angolo di attrito interno sulla base della formula di De Mello;
- il modulo di elasticità utilizzando la formula di Tornaghi.

Profondità	N_{SPT}	Terreno	Dr [%]	φ [°]	E [MPa]
3.45-3.90	32	TR	89	32	39.6
8.40-8.85	39	TR	84	32.6	43.7
16.95-17.40	26	DM	60	30.8	35.7
24.90-25.35	57	SC	80	33.5	52.8

Tabella 2.I – Risultati delle prove SPT eseguite nel sondaggio S1 ed elaborazioni

Profondità	N_{SPT}	Terreno	Dr [%]	φ [°]	E [MPa]
3.00-3.45	14	TR	60	28.8	26.2
5.40-5.85	17	TR	60	29.5	28.9
9.00-9.45	28	TR	70.2	31.3	37
15.90-16.35	23	TR	56.4	30.3	33.6
22.95-23.40	46	SC	73.5	32.8	47.5

Tabella 2.II – Risultati delle prove SPT eseguite nel sondaggio S2 ed elaborazioni

Dai risultati delle prove SPT risulta che l'eterogeneità dei materiali si riflette anche sui parametri fisico-meccanici dei materiali sottoposti a prova. Infatti, anche se il numero delle prove è alquanto ridotto rispetto all'estensione dell'area, si ha che il terreno di riporto riscontrato nel sondaggio S1 ha una densità relativa abbastanza elevata mentre quello sottoposto a prova nella verticale del sondaggio S2 mostra una densità relativa modesta. Si segnala comunque che in un terreno con una costituzione così eterogenea la densità ricavata dalle prove SPT può essere perturbata dalla presenza di elementi di grosse dimensioni.

Per ciò che riguarda la resistenza dei terreni di riporto, essendo nulla la coesione, il parametro di riferimento è rappresentato dall'angolo di attrito. I valori ricavati dell'angolo di attrito per tali terreni è variabile fra 29 e 32°.

In merito alla deformabilità si nota che il modulo elastico è dipendente dalla densità relativa. Per i terreni con densità superiore all'80% il modulo vale all'incirca 42 MPa. Per i terreni con densità inferiore, all'incirca del 60%, e posti più superficialmente il modulo si riduce ad un valore medio di 28 MPa.

Una analisi della deformabilità dei terreni superficiali è stata sviluppata attraverso le prove di carico su piastra. Le prove eseguite sulla colmata sono complessivamente undici e, quindi, sufficienti a fornire un quadro generale dell'attuale stato dell'intera area.

Le prove sono state eseguite dal laboratorio geotecnico ufficiale CON.GEO. s.r.l. e la posizione delle prove è riportata nella figura 2.1. Preventivamente nei siti identificati per la prova si è realizzato un pozzetto demolendo per un'area di 1×1 m la pavimentazione in calcestruzzo esistente e rendendo perfettamente piano il terreno sul quale eseguire il caricamento.

La prova di carico è stata sviluppata seguendo la norma svizzera SNV 670317 e 670317a. Ai terreni superficiali è stata applicata una pressione uniforme attraverso una piastra rigida del diametro di 30 cm caricata da un martinetto idraulico; nel corso del

caricamento sono stati registrati gli spostamenti subiti dalla piastra tramite tre comparatori disposti sulla piastra stessa con uno sfasamento angolare di 120°. Nel caso specifico si è operato con un iniziale carico raggiungendo la pressione sul terreno di 350 kN/m² per passi successivi di 50 kN/m². Raggiunto il massimo valore del carico si è proceduto ad uno scarico totale, registrando sempre gli spostamenti, e ad un ricarico, raggiungendo sempre il valore di picco del carico.

I dati registrati nel corso delle prove sono riportati nel rapporto conclusivo prodotto dal laboratorio CON.GEO. s.r.l., allegato alla presente relazione.

Nella successiva tabella sono riportati i moduli di deformabilità calcolati dal laboratorio.

Prova	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6	SP7	SP8	SP9	SP10	SP11
M _E [MPa]	32	36.7	47.4	20.1	30.7	7.9	31	147.5	11.2	16.2	34.7

Tabella 2.III – Risultati in termini di modulo di deformabilità delle prove di carico su piastra

Dai valori calcolati sperimentalmente è possibile risalire attraverso la teoria dell'elasticità al valore del modulo elastico (o di Young) dei terreni superficiali, ipotizzando per tali terreni un coefficiente di Poisson di 0.3.

I valori del modulo elastico sono riportati nella successiva tabella 2.IV.

Prova	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6	SP7	SP8	SP9	SP10	SP11
E [MPa]	22.9	26.2	33.9	14.4	21.9	5.7	22.2	105.4	8.0	11.6	24.8

Tabella 2.IV – Risultati in termini di modulo elastico delle prove di carico su piastra

Al fine di verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti elaborando le letture eseguite nel corso della prova, è stata sviluppata una simulazione con un modello di calcolo agli elementi finiti. In particolare si è esaminato un semispazio elastico dove sulla superficie libera è presente una zona di carico circolare avente come diametro quello della piastra di prova. Il modello è stato sviluppato utilizzando elementi bi-dimensionali piani in condizioni di assial-simmetria. Per gli elementi che simulano la piastra si sono considerate le proprietà elastiche dell'acciaio mentre per gli elementi del terreno si è posto il coefficiente di Poisson pari a 0.3 e si è calibrato il modulo elastico in maniera da ricavare in presenza della pressione di picco esercitata il valore dello spostamento letto alla piastra. Si riporta il risultato dell'elaborazione per il caso

della prova SP1. Il valore ottimale del modulo elastico impiegato nel modello è pari a 19 MPa e i risultati in termini di spostamenti sono illustrati nella mappa di figura 2.2. Dai risultati in termini di spostamento si evince che il valore calcolato con il modulo di Young imposto è pari al valore letto nel corso della prova. Il valore del modulo imposto nella simulazione numerica è leggermente inferiore a quello ottenuto dalle elaborazioni analitiche; questo dipende essenzialmente dal fatto che i fenomeni anelastici sia nell'elaborazione analitica che in quella numerica non vengono considerati.

Dai risultati ottenuti sperimentalmente e dalle elaborazioni, scartando il valore minimo e il valore massimo dei valori ricavati rispettivamente nelle prove SP6 e SP8, è possibile dedurre un valore medio del modulo di deformabilità e del modulo elastico:

$$\bar{M}_E = 29 \text{ MPa}, \quad \bar{E} = 21 \text{ MPa}$$

I valori medi sono pressoché in linea con quanto rilevato nelle prove SPT per i terreni di riporto.

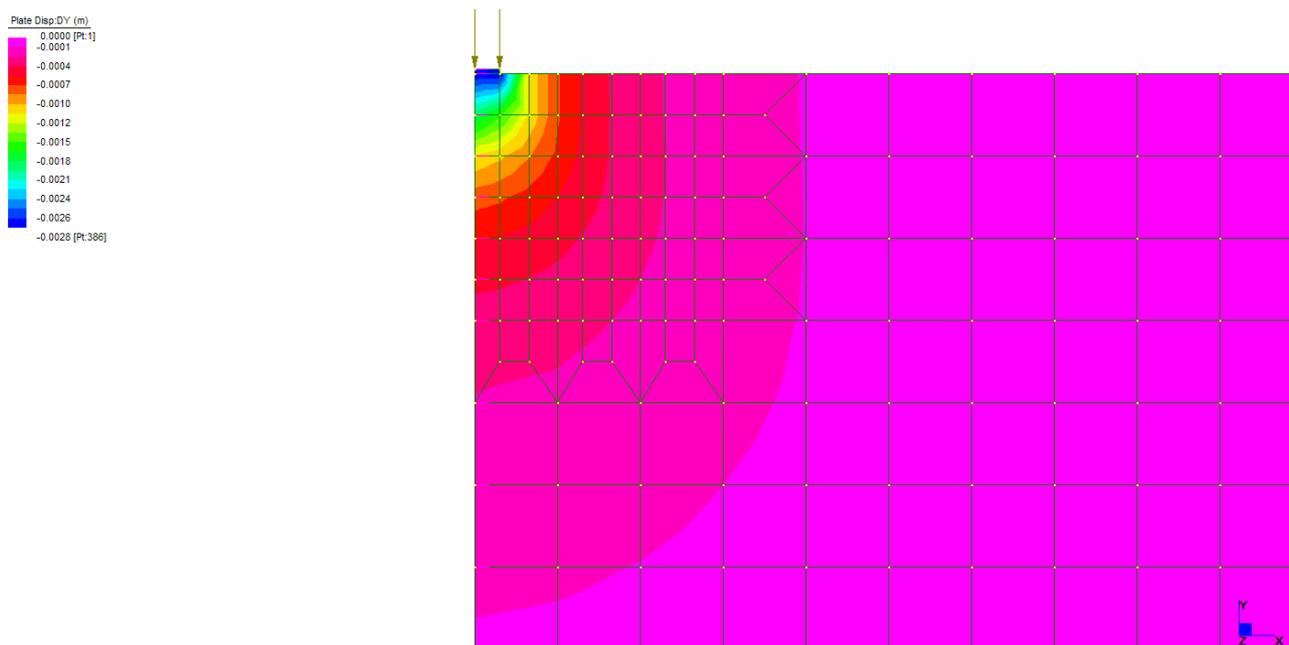


Figura 2.2 – Simulazione della prova SP1, spostamenti verticali [m]

Un ulteriore dato che è possibile desumere dalle prove di carico su piastra riguarda il fatto che del cedimento subito dai terreni nella fase di carico ne è stato restituito in fase di scarico una percentuale bassissima. Nella successiva tabella 2.V è riportato il valore dello spostamento restituito in percentuale:

Prova	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6	SP7	SP8	SP9	SP10	SP11
Δu [%]	5.1	0.4	2.3	0.6	0.2	0.2	6.8	1.0	0.1	1.3	6

Tabella 2.IV – spostamenti restituiti nella fase di scarico delle prove di carico su piastra

Questo ultimo dato mostra che il terreno riportato nella colmata non ha subito un adeguato processo di costipamento, dato che la pressione esercitata dalla piastra sul terreno solo in minima parte ha mobilitato le proprietà elastiche dei grani ma è servita principalmente per la riduzione dei vuoti presenti nel terreno.

2.2 PAVIMENTAZIONE

Ulteriori dati desunti dalla campagna di indagine riguardano la tecnica di realizzazione della pavimentazione e i materiali che la costituiscono.

Dai pozzetti scavati per l'esecuzione delle prove di carico su piastra è stato possibile descrivere la stratigrafia della pavimentazione. La documentazione fotografica relativa ai pozzetti è riportata in Appendice C.

Le pavimentazioni tipo riscontrate sono due: una è quella corrente mentre l'altra è rinforzata ed è stata riscontrata in una ristretta area che doveva essere adibita a piazzola di atterraggio per elicotteri.

La pavimentazione corrente ha uno spessore rilevato variabile fra 14 e 20 cm ed è costituita da calcestruzzo che dovrebbe dirsi armato visto che nella maggior parte dei saggi è presente una rete di acciaio elettro-saldato \varnothing 5 mm maglia 10×10 cm.

L'uso del condizionale dipende dal fatto che la pavimentazione è stata realizzata stendendo direttamente sul terreno di riporto la rete metallica e gettando susseguentemente il calcestruzzo. Questo comporta che la rete metallica è esterna alla lastra di calcestruzzo e, quindi, non può assolvere le sue funzioni di rinforzo. Inoltre, a circa 10 anni dalla realizzazione della pavimentazione si è riscontrato che la rete metallica, proprio perché non protetta dal calcestruzzo, è fortemente corrosa. In alcuni saggi, poi, la rete metallica non è stata riscontrata (saggi SP4 ed SP6).

Un ulteriore dato importante riguarda la qualità del calcestruzzo. Nelle zone esaminate il calcestruzzo si presenta con scarsa presenza di pasta cementizia. In alcuni casi il materiale è friabile con la sola azione delle dita, in altri casi è addirittura sciolto. Dall'esame della sezione della pavimentazione sembra che questa sia stata realizzata in due strati ognuno di spessore pari circa alla metà dello spessore totale della piastra. La pavimentazione della zona adibita ad eliporto ha spessore superiore rispetto alla pavimentazione corrente. Si possono distinguere tre strati. Due, con spessore

complessivo di 10 cm, sono analoghi a quella della pavimentazione corrente, costituiti da calcestruzzo povero di pasta cementizia e friabile. Il terzo strato più superficiale presenta un calcestruzzo migliore, rinforzato con fibre di acciaio tipo le Dramix della Bekaert, diffusamente utilizzate nelle pavimentazioni industriali. La rete metallica è presente anche in questa parte della pavimentazione ed è disposta in doppio strato anche in questo caso direttamente sul terreno. Sia la rete metallica che le fibre da acciaio sono in avanzato stato di corrosione (vedi foto C7).

Direttamente sulla pavimentazione sono state eseguite due prove di carico su piastra, denominate SP12 ed SP13. Per queste due prove il carico di picco è stato portato fino al valore di 7 t corrispondente ad una pressione sulla pavimentazione di 1 MPa, valore prossimo al carico trasmesso dal mezzo di sollevamento e movimentazione delle imbarcazioni che sarà in esercizio sul piazzale.

Ovviamente in questa prova si ottengono valori del modulo di deformabilità maggiori visto che interviene la pavimentazione a diffondere il carico sul terreno.

Il dato più importante che viene da queste prove è relativo agli spostamenti restituiti in fase di scarico in entrambe le prove. Infatti, dai valori registrati, risultano ritorni elastici nell'ordine del 70-80%. Questo dato suggerisce che in presenza del carico la pavimentazione subisce un cedimento complessivo dato dalla freccia della piastra e dall'abbassamento del piano di posa. Allo scarico l'energia assorbita elasticamente dalla piastra viene restituita. Il cedimento anelastico verificatosi nel terreno, legato alla compattazione e verificato sperimentalmente con le prove eseguite sul terreno di riporto, viene mantenuto. Pertanto, nella pavimentazione al primo carico si viene a creare una zona di discontinuità del contatto pavimentazione-terreno. Ad un successivo carico, in questa zona la piastra è libera di inflettersi in assenza dell'azione vincolare esercitata dal terreno il che comporta un incremento sostanziale delle sollecitazioni flessionali.

3. STUDIO DELLA PAVIMENTAZIONE ALLO STATO ATTUALE

Sulla base dei risultati delle indagini è possibile caratterizzare geotecnicamente il comportamento del terreno di riporto con cui è stato realizzato il piazzale. In particolare è possibile assegnare i seguenti valori delle caratteristiche fisico meccaniche:

Termine (TR)

Peso dell'unità di volume $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$;

Modulo di elasticità $E = 21 \text{ MPa}$;

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$;

coesione $c' = 0$;

angolo di attrito $\phi' = 30^\circ$;

Per ciò che riguarda il pacchetto di pavimentazione si può assumere un valore medio dello spessore di 20 cm e per le caratteristiche fisico-elastiche del calcestruzzo si assumono i seguenti valori:

Calcestruzzo della pavimentazione

Peso dell'unità di volume $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$;

Modulo di elasticità $E = 20000 \text{ MPa}$;

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$;

Per analizzare il comportamento della pavimentazione in presenza del carico massimo di esercizio si è utilizzato un modello agli elementi finiti tridimensionale. Sia il terreno di posa sia la pavimentazione sono schematizzati attraverso elementi finiti tridimensionali del tipo "brick" e "wedge", il primo definito nello spazio da 8 nodi e il secondo definito da 6 nodi.

L'analisi è stata sviluppata nell'ipotesi elasticità lineare assumendo i parametri sopra riportati per il terreno e la sovrastruttura.

Le ipotesi di carico riguardano il transito di un elevatore mobile (travel-lift), che si muoverà con frequenza nel piazzale, la cui tara è di 20 t e la cui capacità di carico si aggira intorno le 100 t. L'elevatore è munito di 4 ruote per cui con il massimo carico trasportato la forza trasmessa dalla ruota alla pavimentazione è di 30 t.

Per caricare il modello, dunque, si è ipotizzata un'area di impronta della singola ruota di forma rettangolare avente base di 50 cm e altezza di 75 cm. Questa area di impronta è stata posizionata in tre maniere diverse: al centro, all'angolo e in mezziera di uno dei due lati della piastra.

I risultati dell'analisi sono riassunti in maniera sintetica nelle mappe di spostamento e tensione riportate in Appendice A.

Per la condizione di carico con impronta della ruota posta all'angolo della piastra (figg. A1-A5) si evidenzia che lo spostamento massimo verticale si verifica sotto il carico e vale 11 mm (fig. A2) mentre le tensioni principali massime e minime sono

rispettivamente di 5.1 (fig. A3) e 5.5 MPa (fig. A4). La piastra di calcestruzzo trasmette al terreno una pressione massima di 0.26 MPa (fig. A5).

L'analisi della condizione di carico con impronta della ruota posta al centro della piastra ha fornito un cedimento massimo di 3.3 mm (fig. A7) e tensioni principali massime e minime di 6.5 (fig. A8) e 6.7 MPa (fig. A9) rispettivamente. La pressione massima trasmessa al terreno vale 0.03 MPa (fig. A10).

Infine la condizione con l'impronta di carico sul bordo della piastra ha fornito un cedimento massimo di 6.7 mm (fig. A12) e tensioni principali massime e minime di 10.1 (fig. A13) e 10.5 MPa (fig. A14) rispettivamente. La pressione massima trasmessa al terreno vale 0.11 MPa.

Dai risultati delle analisi strutturali possono trarsi alcune conclusioni sia per la struttura di calcestruzzo che per il terreno.

Per ciò che riguarda la struttura di calcestruzzo si conclude che:

- per effetto dei carichi e per tutte le posizioni, si destano tensioni di trazioni notevoli il cui valore massimo è di 10.1 MPa nella zona inferiore della piastra e di 5.1 MPa nelle zone superiori. Per cui la piastra dovrebbe essere ben armata sia inferiormente che superiormente per assorbire tali trazioni. Allo stato attuale inferiormente l'armatura, dove è presente, non è posizionata in maniera corretta da collaborare con il calcestruzzo e, in più, è in avanzato stato di corrosione. Superiormente non è presente nessuna armatura.
- Nel caso di carico posizionato sul bordo, inoltre, si verificano eccessive tensioni di compressione (10.5 MPa) che non sono compatibili con la tensione ammissibile del conglomerato.

Per il terreno si evidenzia che la massima tensione trasmessa dalla piastra si ha per la posizione di carico in angolo e la pressione verticale è dell'ordine di 0.26 MPa. Tale valore di pressione è stato raggiunto con le prove di carico su piastra e la prova ha dimostrato che si verificano cedimenti anelastici che danno luogo, al momento della rimozione del carico, ad un distacco della piastra dal terreno.

Si può, quindi, affermare che i carichi di esercizio previsti non sono compatibili con lo stato attuale del piazzale sia per le condizioni del terreno di riporto sia per le caratteristiche costruttive della pavimentazione.

4. PROGETTO DELLA NUOVA PAVIMENTAZIONE

Dalle conclusioni del precedente paragrafo risulta la necessità di adeguare il piazzale per il transito dei mezzi necessari alla movimentazione delle imbarcazioni da

sottoporre a manutenzione o da ricoverare.

In questa fase si immagina di intervenire solo su alcune porzioni del piazzale individuando alcuni corridoi di passaggio dei mezzi pesanti dove realizzare una nuova pavimentazione, adeguata in termini di spostamenti subiti e di stato tensionale indotto, previo miglioramento dei terreni di fondazione.

La pavimentazione di calcestruzzo esistente in corrispondenza dei corridoi, che saranno identificati nel seguito su un apposito schema delle vie di transito nel piazzale, sarà demolita tramite martello pneumatico.

Sui terreni di riporto della colmata, vista la forte eterogeneità che li caratterizza è alquanto difficile sviluppare uno studio che determini la procedura ottimale di compattazione e le relative condizioni di umidità. Si può comunque affermare che data la natura di questi terreni l'umidità è una variabile che influenza poco la resa del processo di compattazione e che l'utilizzo di un mezzo di compattazione dinamico è maggiormente indicato per la diminuzione dei vuoti presenti attualmente nel terreno. Per cui, anche a secco, sarà opportuno utilizzare un rullo vibrante da 4 t che esegua 5 passate sul materiale esistente. Gli abbassamenti del piano campagna indotti dalla compattazione dovranno essere compensati da un misto granulometrico composto per il 60% da ghiaia e per il rimanente 40% da sabbia.

Così come stabilito dalle raccomandazioni CNR n.36 il miglioramento del sottofondo dovrà permettere il superamento del valore minimo del modulo di deformabilità posto pari a 60 Mpa.

Al termine della compattazione del materiale saranno nuovamente eseguite alcune prove di carico su piastra per verificare il miglioramento ottenuto in termini di elasticità del sottofondo e di spostamenti residui dei terreni superficiali.

Volendo utilizzare i dati rilevati sui terreni della colmata in fase di indagine nella successiva figura 5.1 si è riportati i valori dei moduli elastici in funzione della densità relativa del terreno. Per cui, al fine di soddisfare il requisito di $E_{min} > 40$ MPa dal grafico si rileva una densità relativa di circa 80%.

Al di sopra del terreno bonificato e migliorato sarà realizzato il magrone avente spessore di 5 cm.

La nuova pavimentazione dei corridoi sarà costruita con elementi di piastra di 1.5x4 m, spessore di 25 cm e armata inferiormente con una griglia di 16 barre \varnothing 16 mm in direzione longitudinale e 25 \varnothing 12 mm in direzione trasversale e superiormente con una griglia di 16 barre \varnothing 10 mm in direzione longitudinale e 25 \varnothing 8 mm in direzione trasversale.

Lo strato inferiore dell'armatura dovrà essere opportunamente distanziato dal terreno per 2 cm mentre lo strato superiore avrà un copriferro di 3 cm. Lo strato di armatura superiore sarà supportato attraverso cavallotti \varnothing 8 mm disposti con densità di circa $1/m^2$ di pavimentazione.

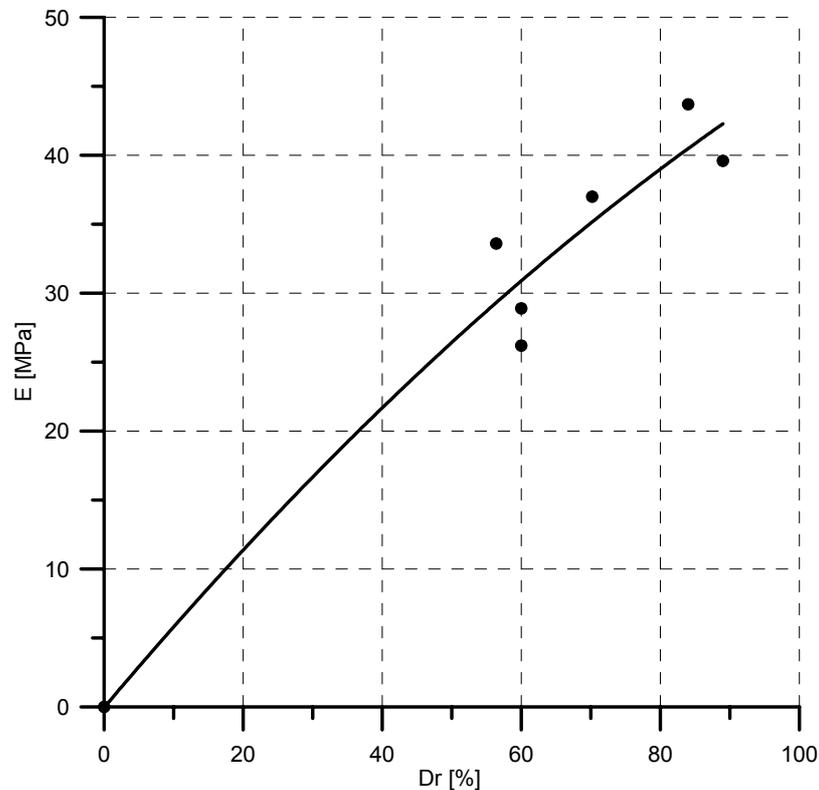


Figura 5.1: Andamento dei modulo elastico con la densità relativa per i terreni della colmata.

La nuova pavimentazione è stata studiata anche in questo caso con un modello agli elementi finiti, simile a quello adottato per l'analisi della pavimentazione esistente. Anche le condizioni di carico sono analoghe a quelle esaminate per la pavimentazione esistente. Per ciò che concerne le caratteristiche fisiche ed elastiche dei materiali si è adottato:

Termine (TR)

Peso dell'unità di volume $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$;

Modulo di elasticità $E = 40 \text{ MPa}$;

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$;

coesione $c' = 0$;

angolo di attrito $\phi' = 30^\circ$;

Calcestruzzo della pavimentazione (C 25/30)

Peso dell'unità di volume $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$;

Modulo di elasticità $E = 31177 \text{ MPa}$;

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$;

I risultati dell'analisi sono riassunti in maniera sintetica nelle mappe di spostamento e tensione riportate in Appendice B.

Per la condizione di carico con impronta della ruota posta all'angolo della piastra (figg. B1-B5) si evidenzia che lo spostamento massimo verticale si verifica sotto il carico e vale 6 mm (fig. B2) mentre le tensioni principali massime e minime sono rispettivamente di 3.3 (fig. B3) e 3.4 MPa (fig. B4). La piastra di calcestruzzo trasmette al terreno una pressione massima di 0.21 MPa (fig. B5). Si evince che sia in termini di spostamento che di tensioni si ottiene una riduzione dei valori di circa il 40%. Dai valori tensionali si è risaliti alle sollecitazioni in termini di momento flettente sia in direzione longitudinale che trasversale. I diagrammi dei momenti sono riportati nelle successive figure 5.2 e 5.3.

L'analisi della condizione di carico con impronta della ruota posta al centro della piastra ha fornito un cedimento massimo di 2.7 mm (fig. B7) e tensioni principali massime e minime di 5.8 (fig. A8) e 6.1 MPa (fig. A9) rispettivamente. La pressione massima trasmessa al terreno vale 0.06 MPa (fig. A10). Le riduzioni degli spostamenti per questo caso sono del 20% mentre per le tensioni del 10%. I diagrammi dei momenti sono riportati nelle successive figure 5.4 e 5.5.

Infine la condizione con l'impronta di carico sul bordo della piastra ha fornito un cedimento massimo di 7 mm (fig. A12) e tensioni principali massime e minime di 12 (fig. A13) e 12.8 MPa (fig. A14) rispettivamente. La pressione massima trasmessa al terreno vale 0.11 MPa. In questo caso si registrano modesti incrementi delle tensioni. I diagrammi dei momenti sono riportati nelle successive figure 5.6 e 5.7.

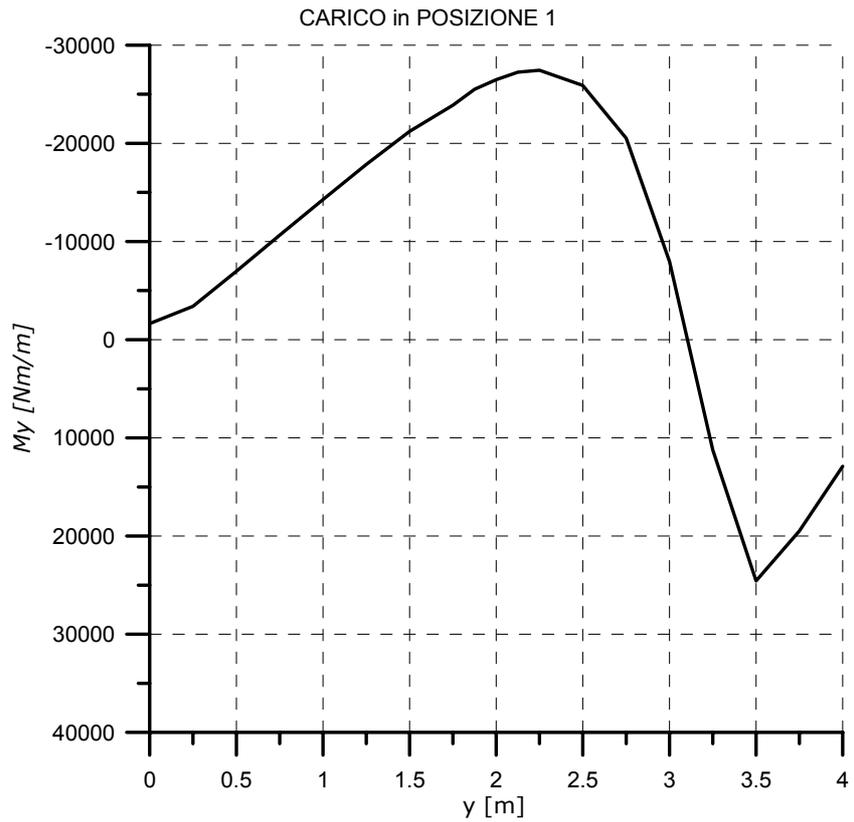


Figura 5.2: Posizione 1-Momenti longitudinali per la piastra di pavimentazione.

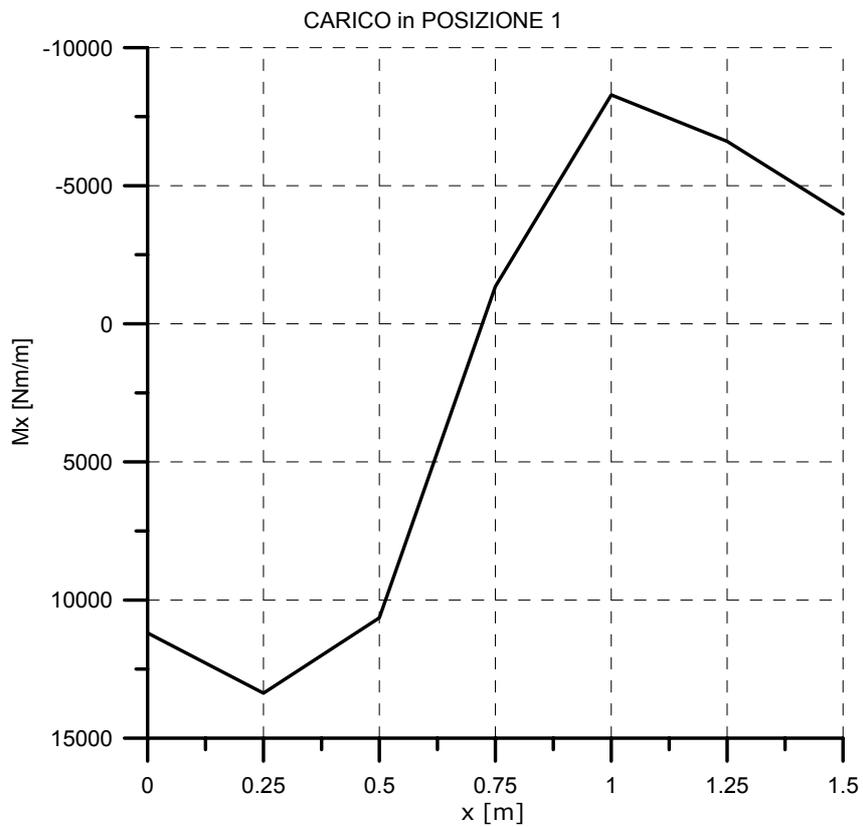


Figura 5.3: Posizione 1-Momenti trasversali per la piastra di pavimentazione.

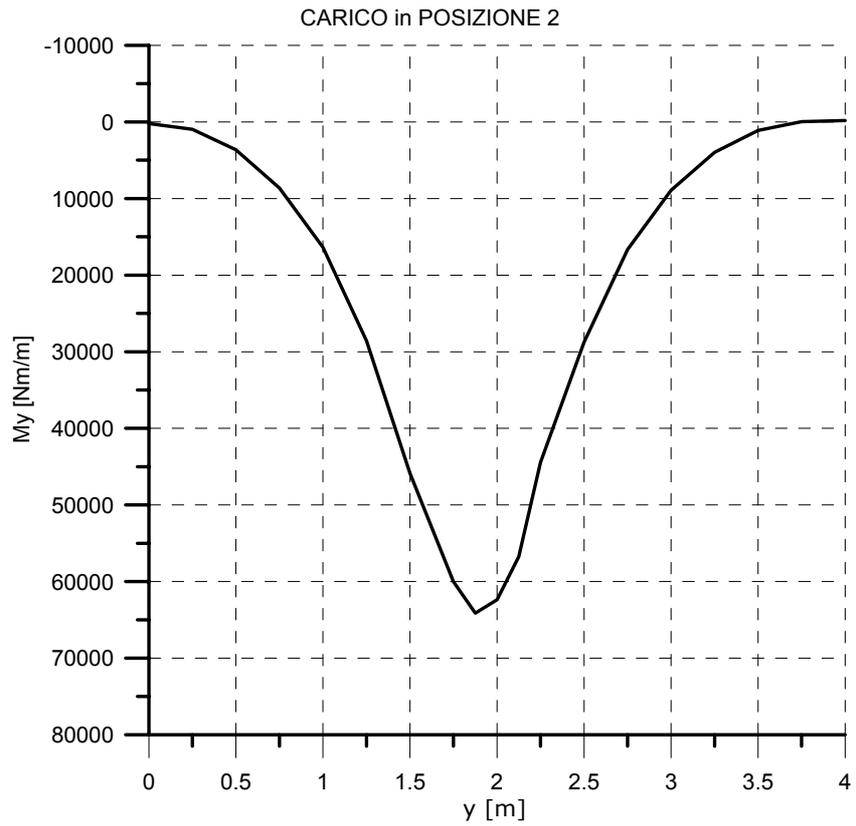


Figura 5.4: Posizione 2-Momenti longitudinali per la piastra di pavimentazione.

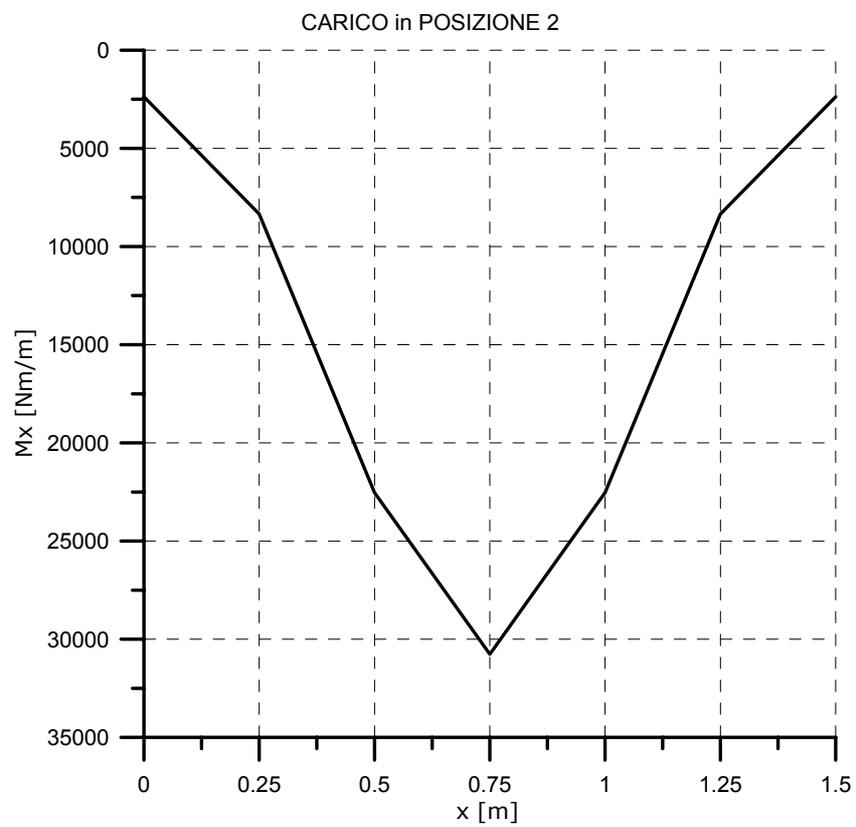


Figura 5.5: Posizione 2-Momenti trasversali per la piastra di pavimentazione.

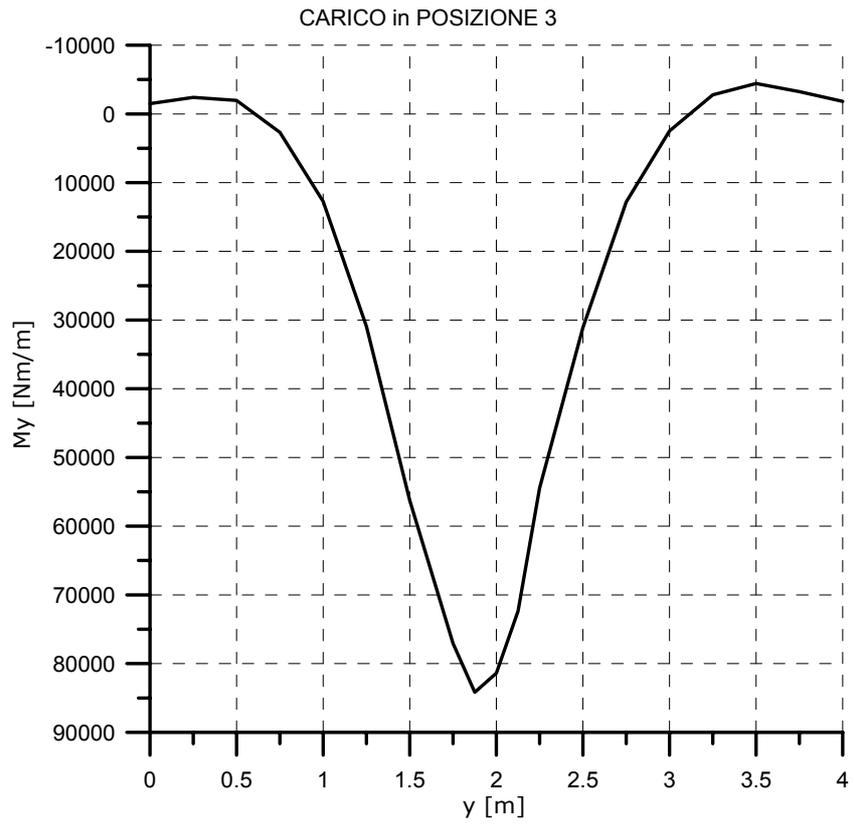


Figura 5.6: Posizione 3-Momenti longitudinali per la piastra di pavimentazione.

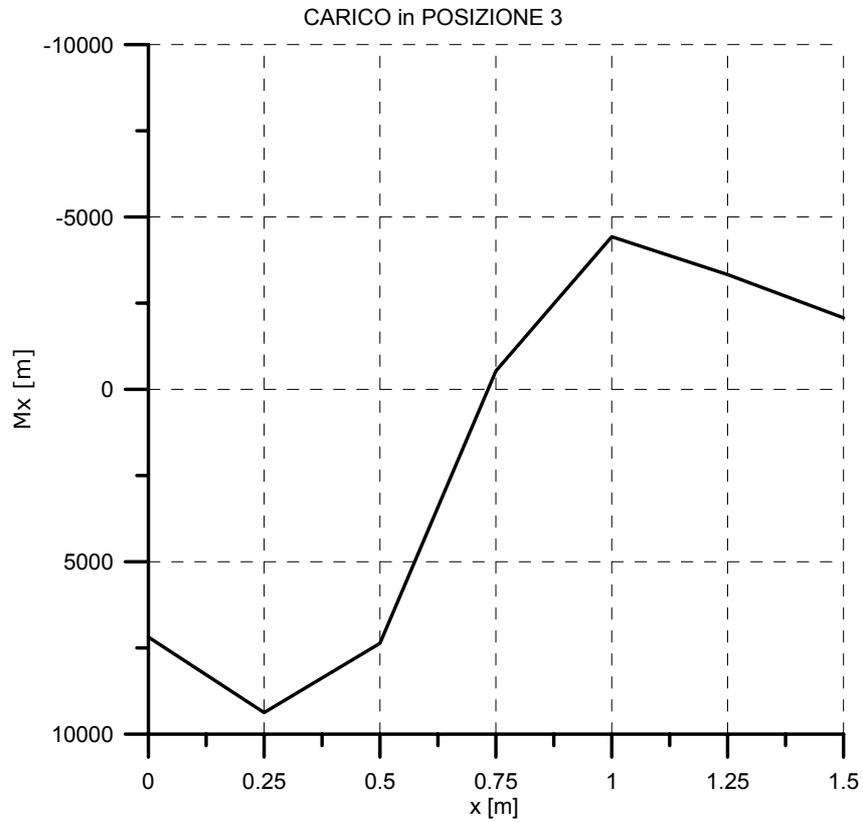


Figura 5.7: Posizione 3-Momenti trasversali per la piastra di pavimentazione.

In sintesi si hanno i seguenti valori dei momenti flettenti massimi e minimi (tab. 5.I), essendo positivi i momenti che tendono le fibre inferiori.

	Posizione 1	Posizione 2	Posizione 3
My max [Nm/m]	24752	64129	84170
My min [Nm/m]	-27450	0	-4415
Mx max [Nm/m]	13369	30771	9372
Mx min [Nm/m]	-8287	0	-4427

Tabella 5.I-Momenti flettenti di esercizio massimi e minimi.

Con l'armatura della piastra di progetto si ricavano i valori dei momenti ammissibili riportati nella successiva tabella 5.II.

	Direzione long. y	Direzione trasv. x
Mmax-adm [Nm/m]	89860	34650
Mmin-adm [Nm/m]	-37830	-15060

Tabella 5.II-Momenti flettenti ammissibili massimi e minimi.

I valori dei momenti ammissibili sono sempre superiori a quelli calcolati nelle condizioni di esercizio.

La pavimentazione sarà soggetta nel tempo ad azioni ambientali molto aggressive per cui è necessario limitare l'apertura delle fessure al fine di proteggere le armature della piastra e migliorare la durabilità dell'opera. La normativa vigente impone per un ambiente molto aggressivo un limite superiore all'apertura delle fessure pari a 0.1 mm. In presenza dell'armatura di progetto si ha che il momento di esercizio più gravoso è superiore al momento di prima fessurazione della sezione, $M_{fess} = 17966$ Nm/m e l'apertura della fessura raggiunge il valore massimo di 0.184 mm.

Al fine di ridurre l'apertura caratteristica della frattura al di sotto del valore imposto dalla normativa si prevede l'utilizzo di fibre sintetiche ricavate da una miscela polimerica aventi le seguenti caratteristiche:

Fibre polimeriche

lunghezza della fibra $l_f = 40$ mm;

rapporto di aspetto $\rho = 90$;
modulo di elasticità $E_f = 9.5$ GPa;
resistenza a trazione $\sigma_f = 620$ MPa;
Adesione fibra matrice = 2.57 MPa.

Le fibre saranno miscelate al calcestruzzo nella frazione volumetrica $p_f = 5\%$.

In accordo con il testo provvisorio delle linee guida del C.N.R. relativo ai calcestruzzi fibrorinforzati, si ipotizza che la resistenza a trazione del calcestruzzo rimanga invariata mentre l'azione delle fibre si esplica al momento della prima fessurazione.

In queste circostanze, imponendo l'equilibrio della sezione in presenza del contributo delle fibre risulta che l'apertura caratteristica si riduce al valore di 0.034 mm, valore inferiore a quello limite.

Per ciò che riguarda i giunti fra le singole lastre, questi possono dimensionarsi sulla base delle deformazioni termiche subite. In particolare, si ipotizza una variazione termica uniforme di 25° positiva da cui discende un allungamento della piastra nel senso longitudinale pari a 1 mm. Si prevede, quindi l'utilizzo di giunti in PVC di altezza pari allo spessore della piastra e con ingombro di 10 mm.

5. CONCLUSIONI

La presente relazione riferisce in merito allo studio geotecnico e strutturale sviluppato sulla pavimentazione del piazzale adiacente al porticciolo turistico dell'Acquasanta di proprietà dell'Autorità Portuale di Palermo e data in concessione alla società Marina Villa Igiea S.p.A..

La società Marina intende utilizzare il piazzale per la creazione di un porto asciutto e per attività cantieristiche, il che comporta un transito frequente di mezzi pesanti quali gli elevatori mobili che consentono il trasporto di imbarcazioni fino ad un carico massimo portato di 100 t.

Attualmente, dalle indagini sviluppate a supporto del presente studio, risulta che la pavimentazione in calcestruzzo esistente poggia su terreni di riporto caratterizzati da una forte eterogeneità. Questi terreni, oltre a non essere adatti alla formazione di rilevati, sono stati posti in opera senza le adeguate cure quali la stesura in strati e la compattazione adeguata di ogni strato. Il risultato è che l'eterogeneità del materiale è accompagnata da una eterogeneità della densità relativa e delle proprietà meccaniche. La pavimentazione in calcestruzzo allo stato attuale manifesta anch'essa diverse carenze che sono di origine costruttiva ma anche riconducibili alle scarse proprietà dei

materiali utilizzati. Infatti, la pavimentazione è solo nominalmente armata visto che l'armatura non è posta all'interno della piastra di calcestruzzo ma poggia direttamente sul terreno senza l'adeguato copriferro. Per cui non vi è la collaborazione meccanica fra il calcestruzzo e l'acciaio e il medesimo acciaio è esposto alle azioni aggressive ambientali. In tutti i pozzetti esaminati la rete metallica di armatura è risultata in stato di avanzata corrosione. Il calcestruzzo ha caratteristiche di resistenza sicuramente molto ridotte visto che mostra una scarsa presenza di pasta cementizia ed è pertanto facilmente friabile con l'azione meccaniche delle dita.

Dallo studio numerico sviluppato si è ottenuto che la piastra di calcestruzzo dell'attuale pavimentazione, in presenza dei carichi di traffico che l'utilizzo del piazzale implicherà, ha una risposta in termini di valori delle tensioni di trazione e compressione molto superiori a quelli caratteristici del materiale. Si evince che è necessaria una armatura inferiore e superiore, un maggiore spessore di calcestruzzo e per quest'ultimo si richiedono caratteristiche meccaniche almeno corrispondenti ad un conglomerato cementizio C25/30 MPa.

La inadeguatezza della pavimentazione allo scopo previsto dalla Marina era stata già segnalata all'autorità Portuale di Palermo dalla medesima Marina con nota del 16 Agosto 2007.

L'utilizzo previsto del piazzale da parte della Marina è possibile migliorando le condizioni del sottofondo e costruendo una nuova pavimentazione.

Facendo riferimento alle raccomandazioni CNR n.36 si ha che il sottofondo deve raggiungere un modulo di deformabilità superiore a 40 MPa. Questo obiettivo è raggiungibile compattando con un rullo liscio vibrante la porzione superficiale del terreno di riporto riducendo i vuoti fino al raggiungimento di una densità relativa pari a circa l'80%.

Successivamente potranno realizzarsi alcuni corridoi su cui dirigere il traffico pesante. Questi corridoi saranno pavimentati con lastre di calcestruzzo di larghezza pari a 1.5 m, lunghezza di 4 m e spessore di 25 cm. Con il terreno addensato e in presenza dei carichi di esercizio previsti, la lastra armata con circa 145 kg/m³ di acciaio analizzata con metodi numerici mostra un buon funzionamento sia in termini di spostamenti che in termini di sollecitazioni indotte.

Palermo, 28 Dicembre 2007

Prof. Ing. Giuseppe Giambanco

APPENDICE A

Risultati dei calcoli per lo stato attuale

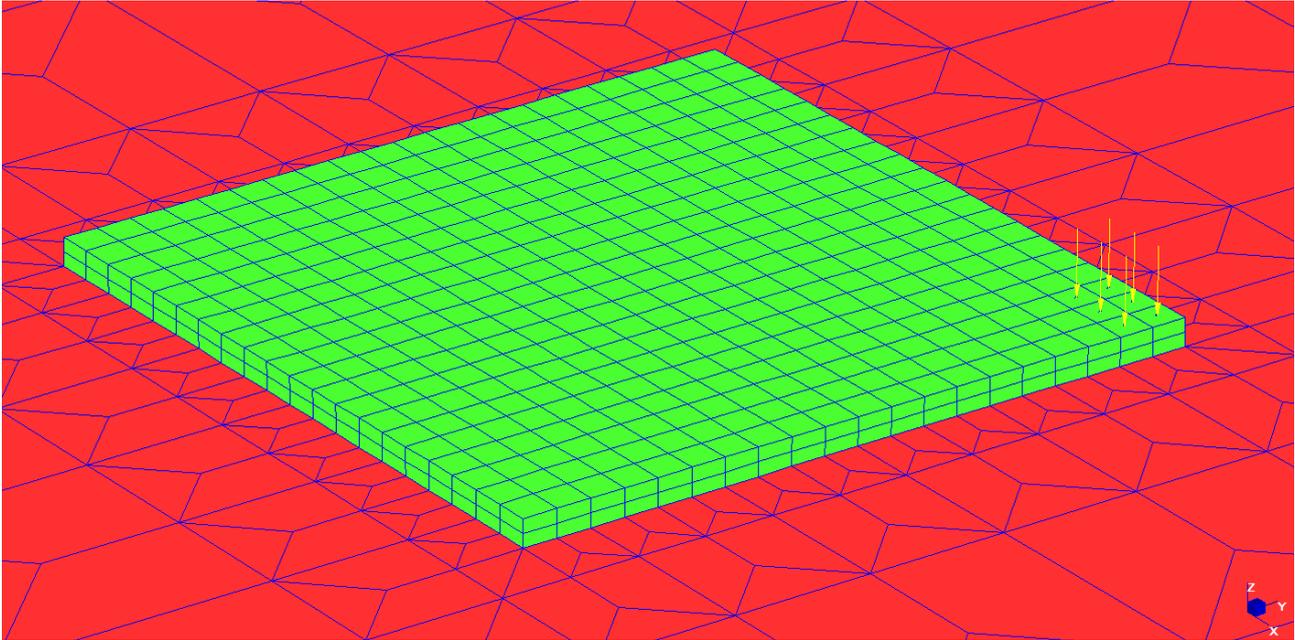


Figura A1: Carico pos. 1 – Modello di calcolo

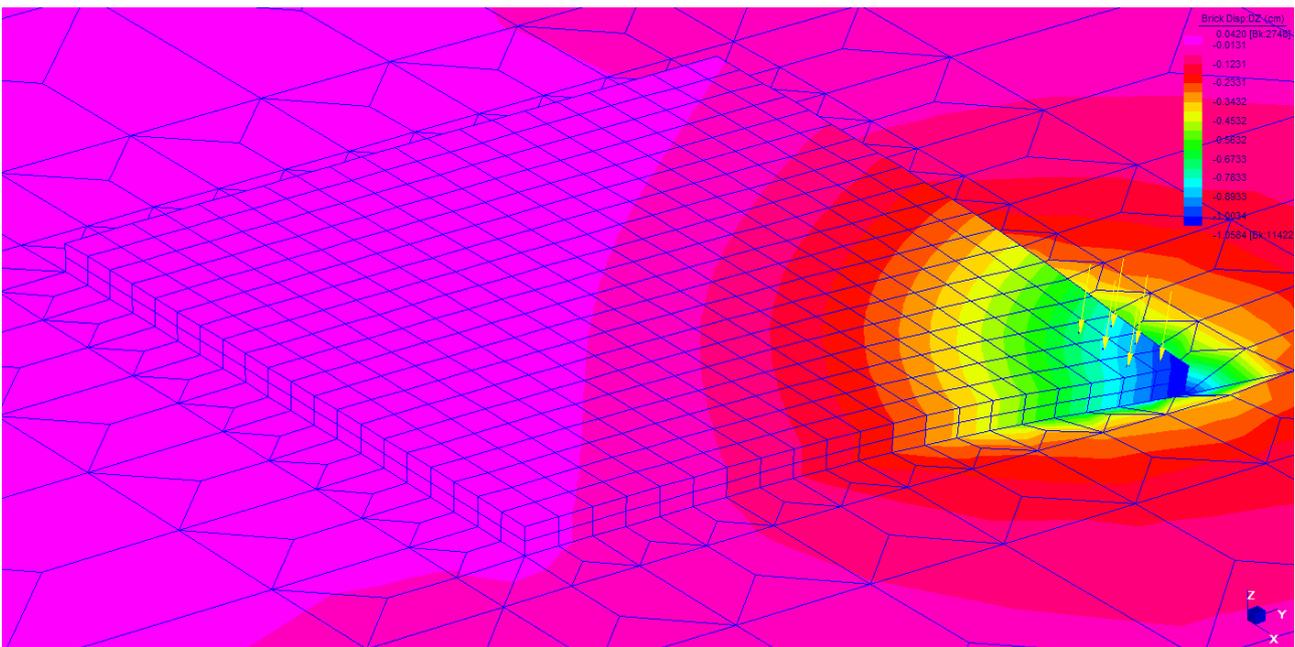


Figura A2: Carico pos. 1 – Spostamenti verticali [cm]

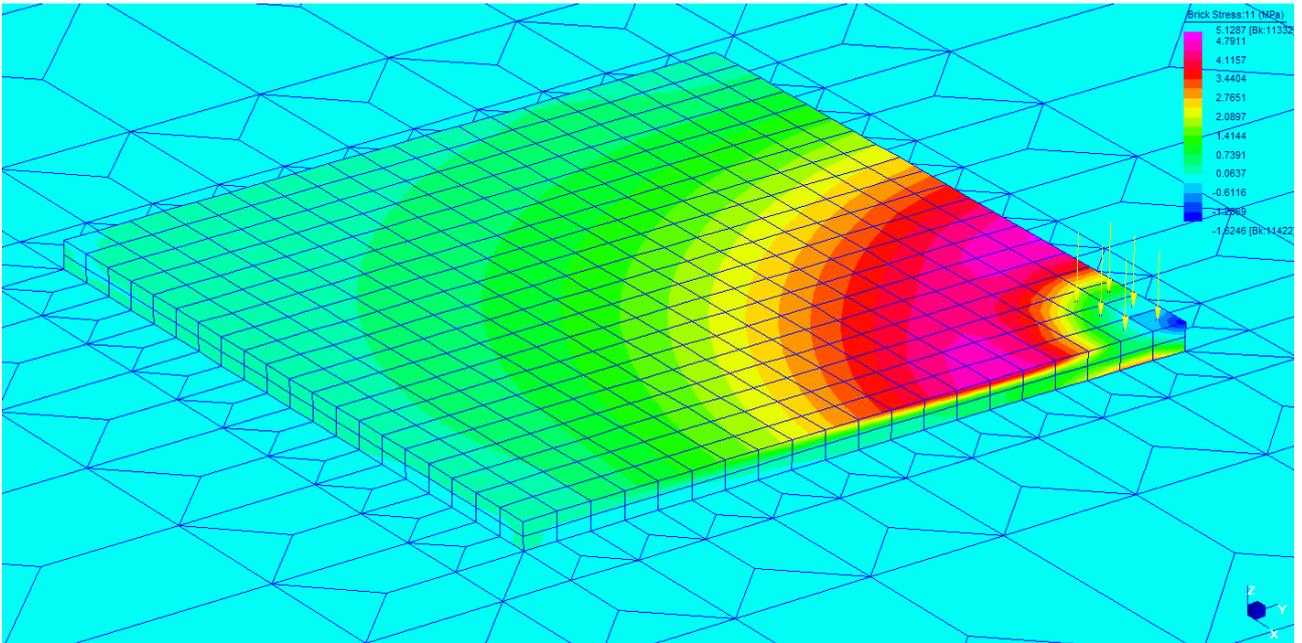


Figura A3: Carico pos. 1 – Tensioni principali massime [MPa]

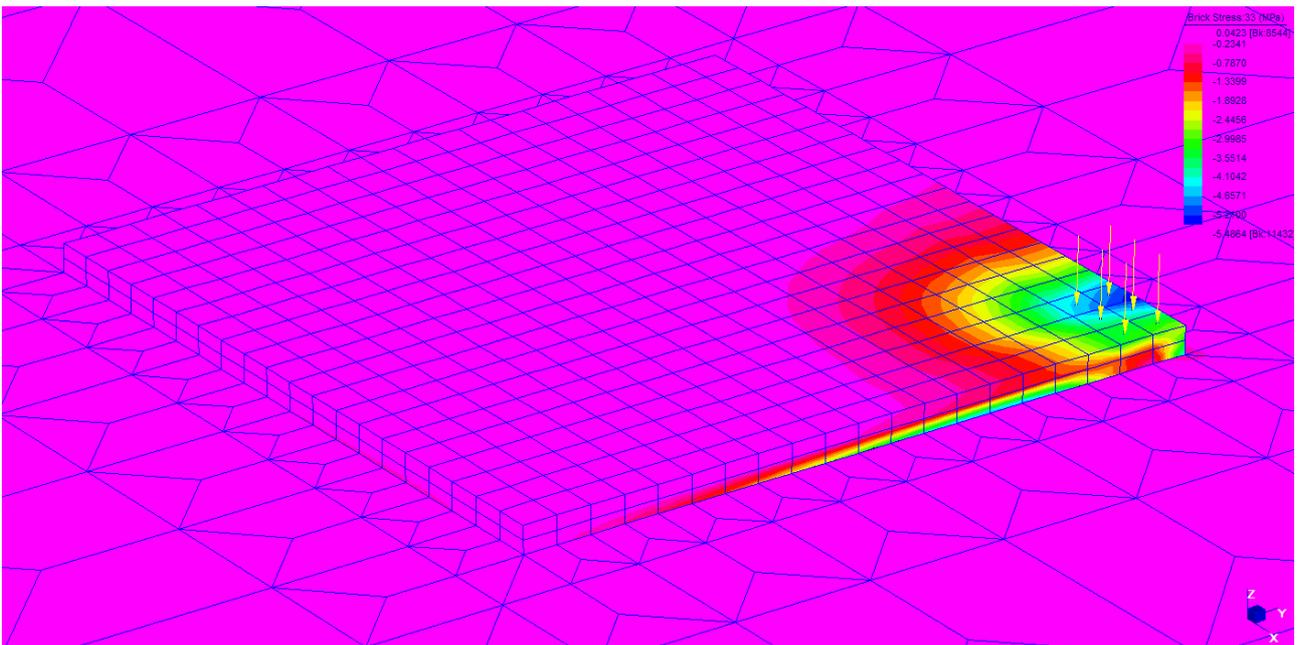


Figura A4: Carico pos. 1 – Tensioni principali minime [MPa]

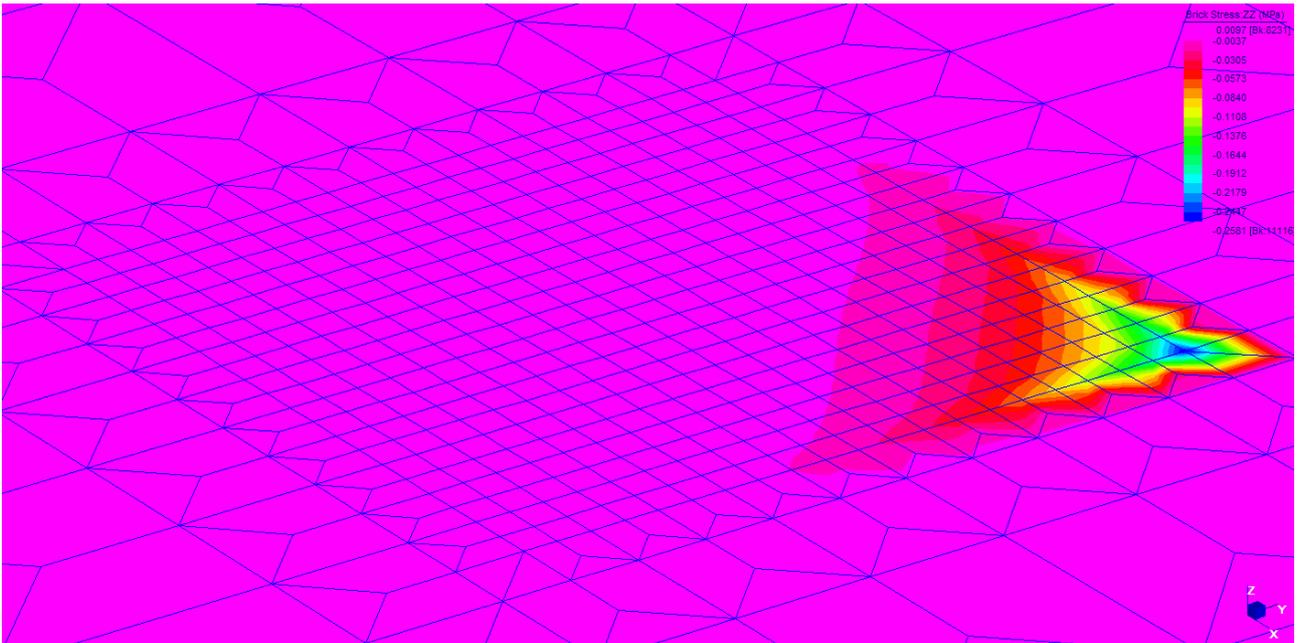


Figura A5: Carico pos. 1 – Pressioni verticali sul terreno [MPa]

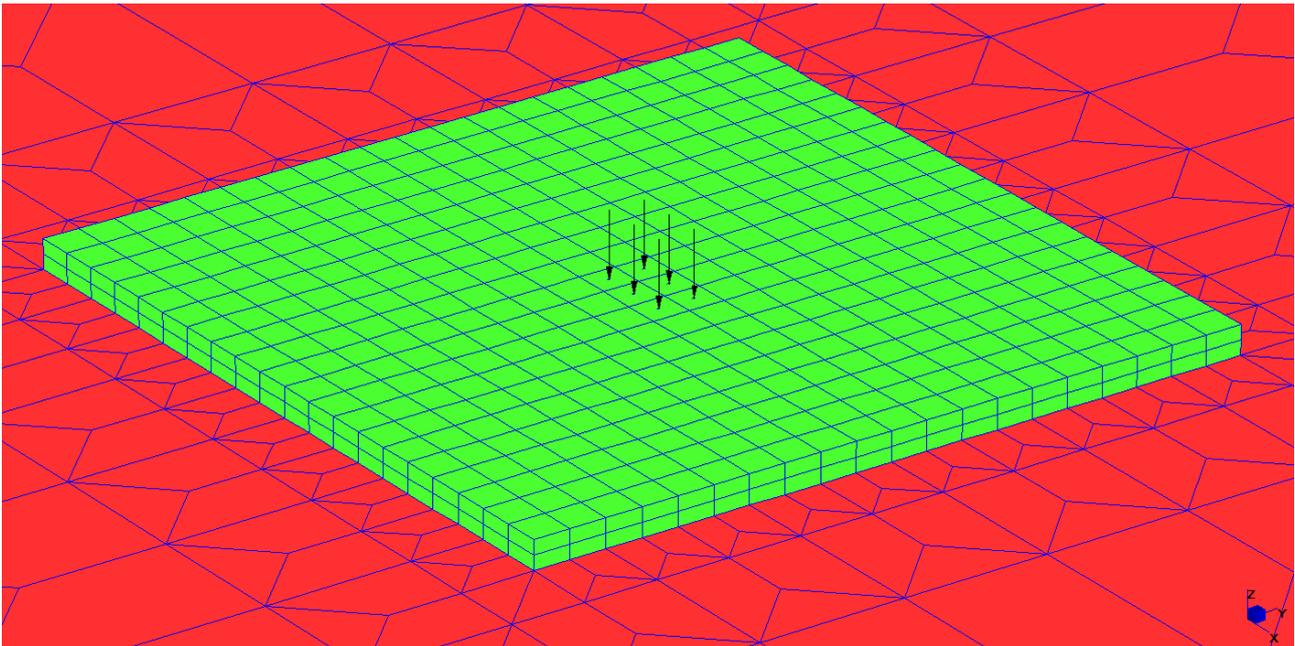


Figura A6: Carico pos. 2 – Modello di calcolo

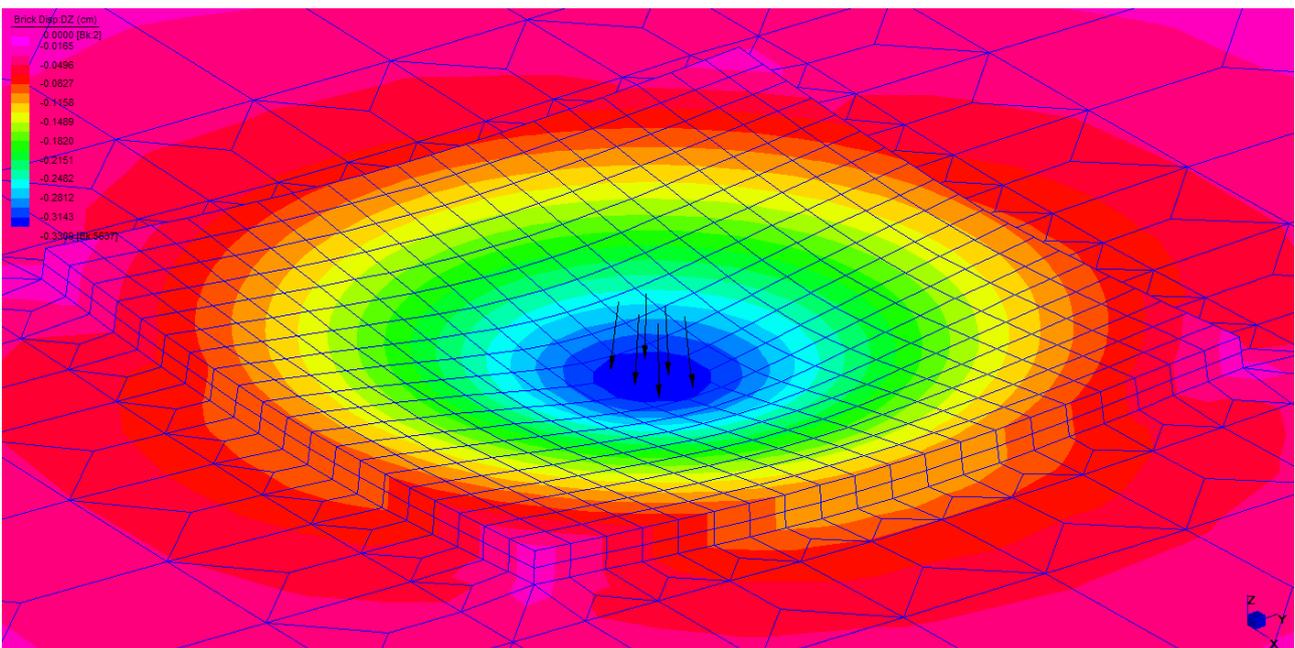


Figura A7: Carico pos. 2 – Spostamenti verticali [cm]

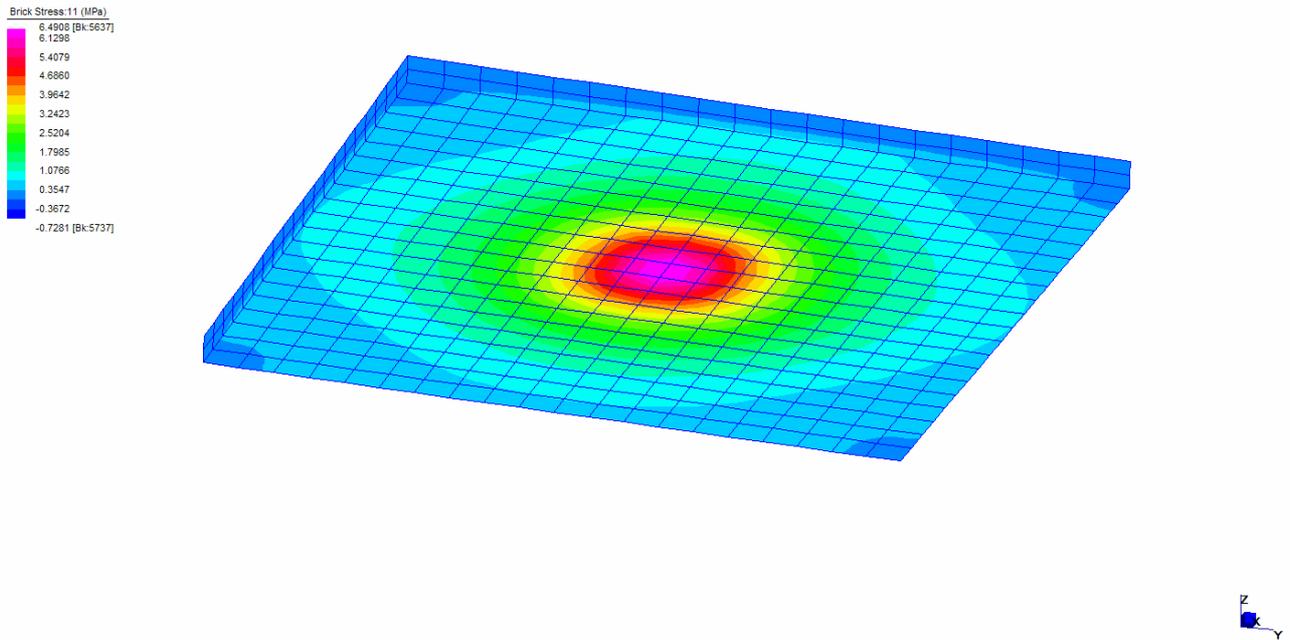


Figura A8: Carico pos. 2 – Tensioni principali massime [MPa]

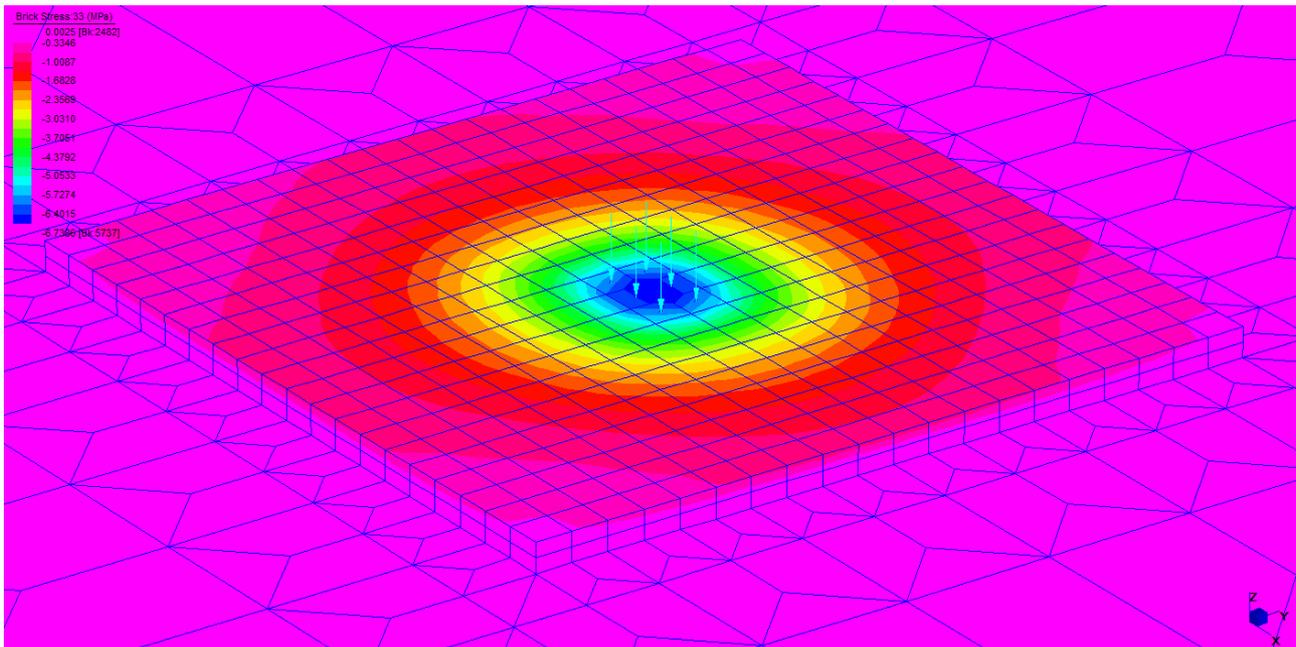


Figura A9: Carico pos. 2 – Tensioni principali minime [MPa]

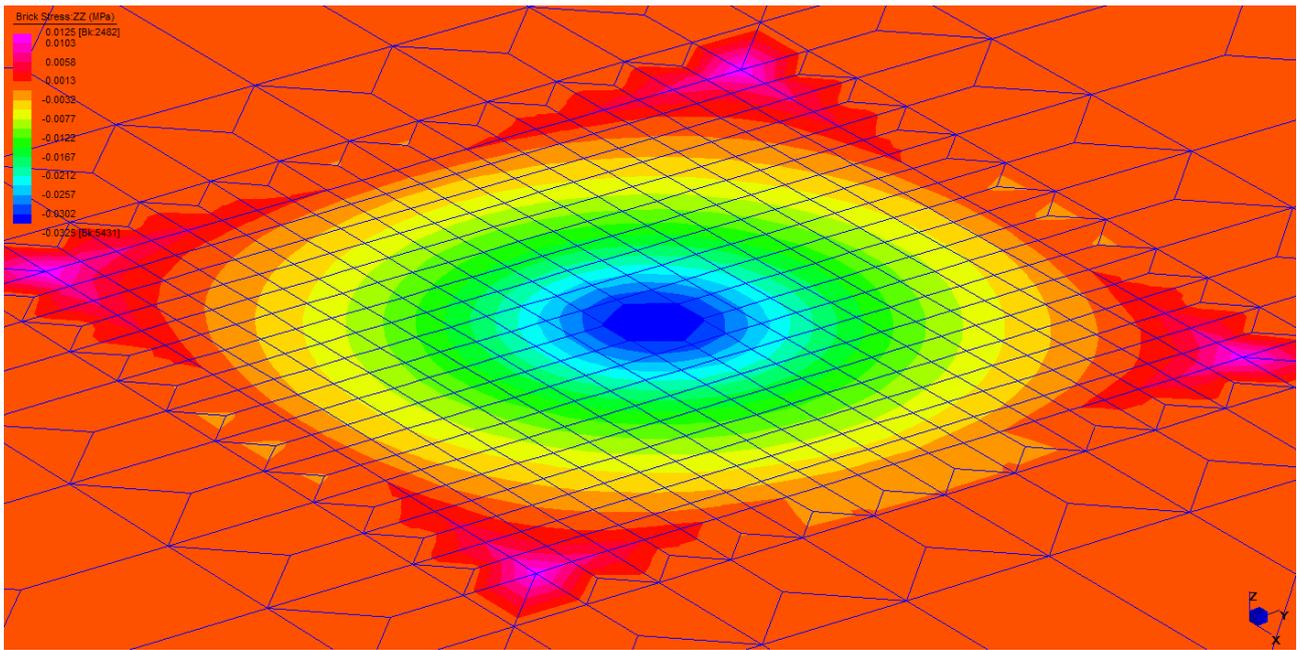


Figura A10: Carico pos. 2 – Pressioni verticali sul terreno [MPa]

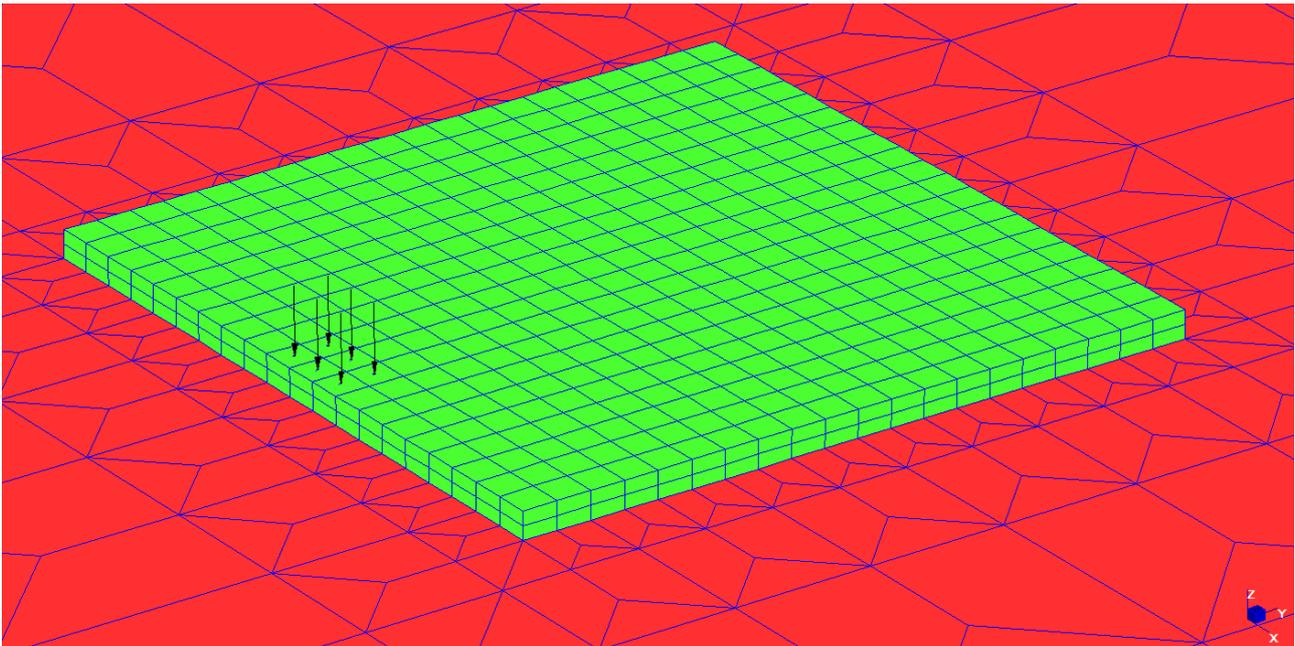


Figura A11: Carico pos. 3 – Modello di calcolo

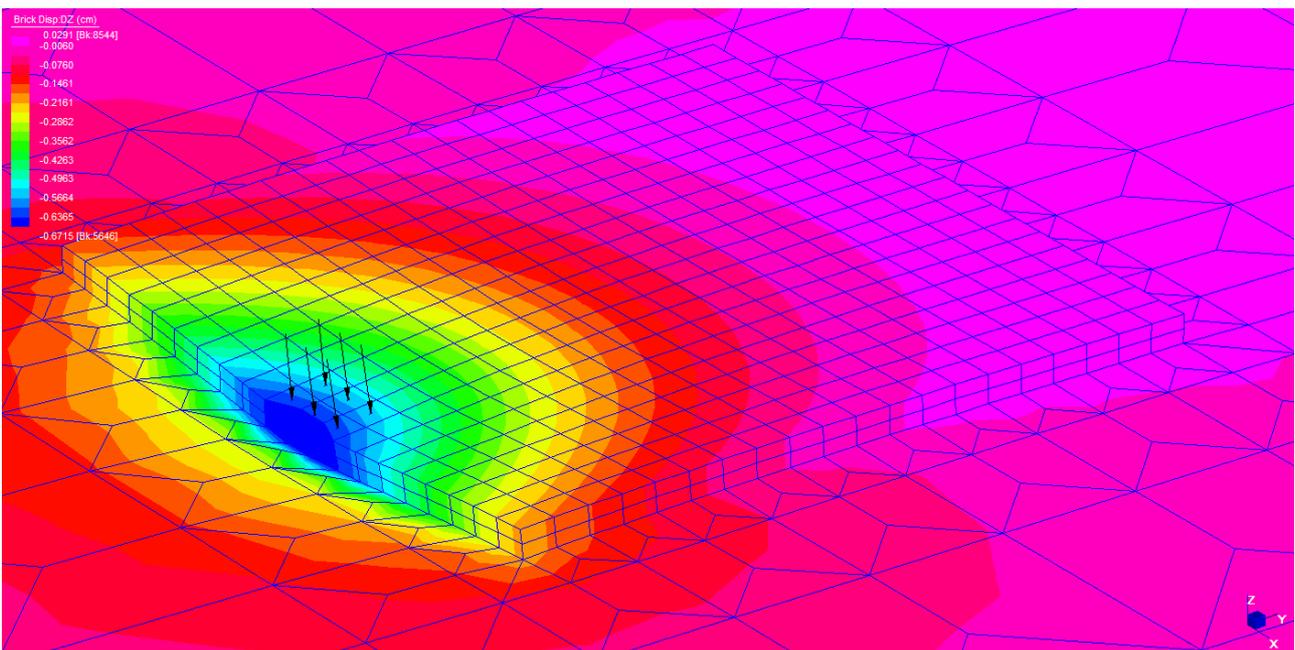


Figura A12: Carico pos. 3 – Spostamenti verticali [cm]

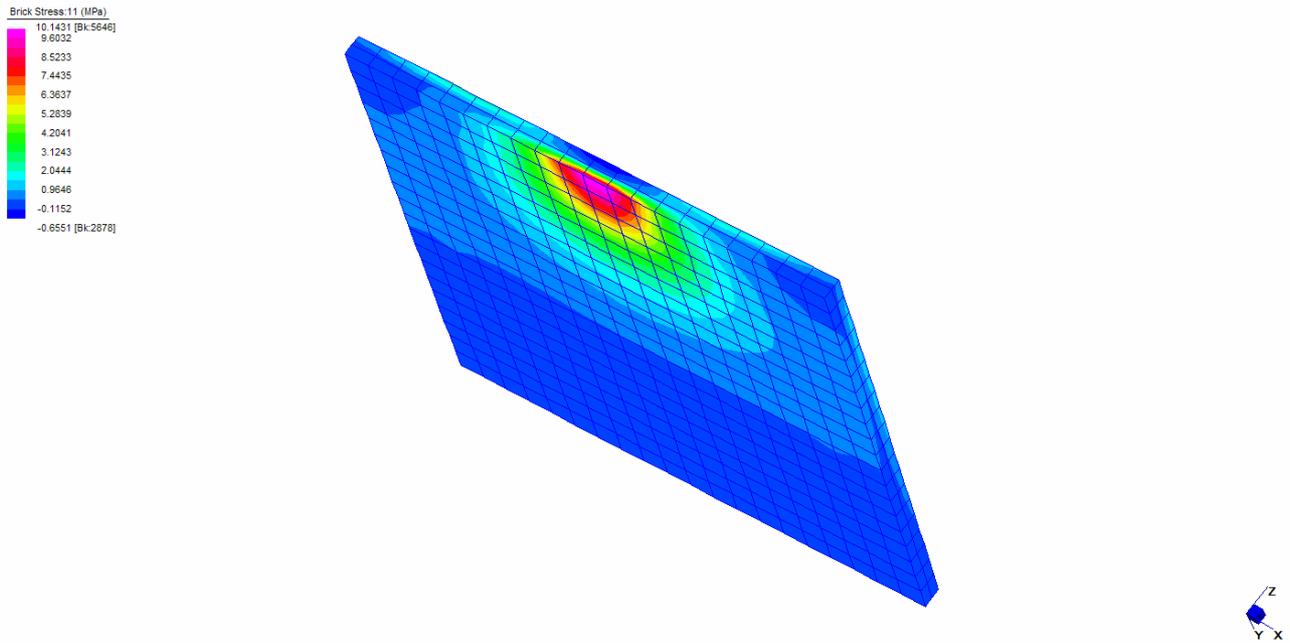


Figura A13: Carico pos. 3 – Tensioni principali massime [MPa]

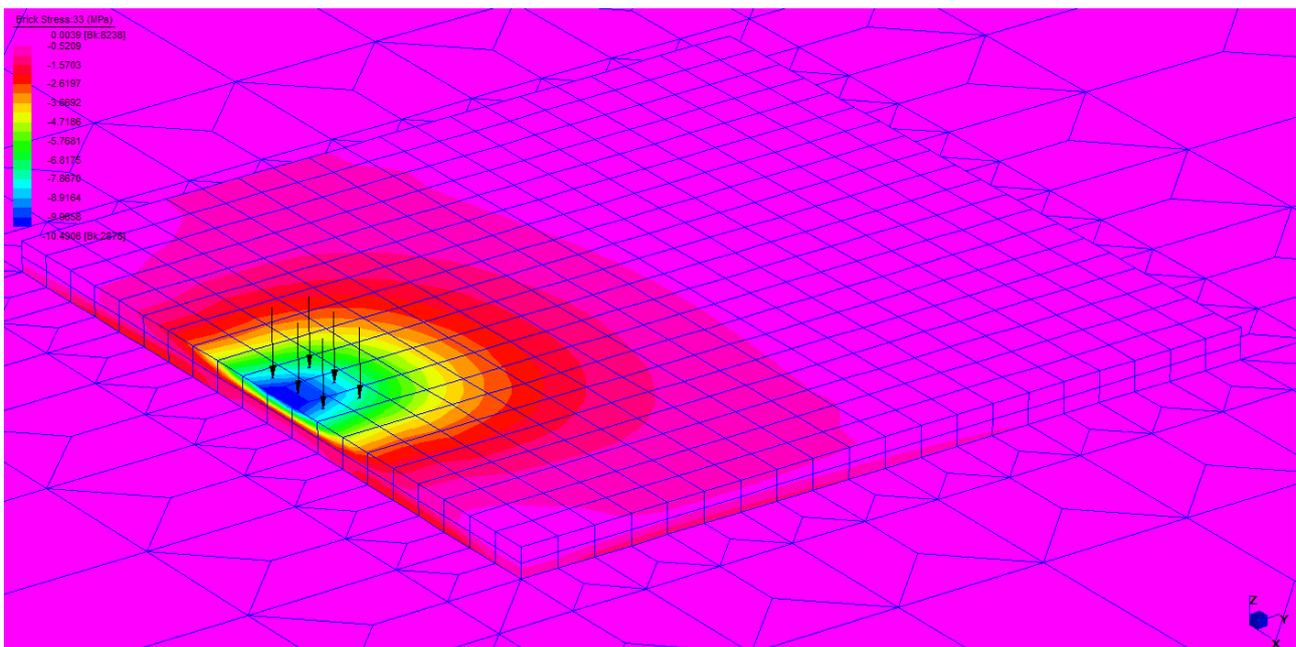


Figura A14: Carico pos. 3 – Tensioni principali minime [MPa]

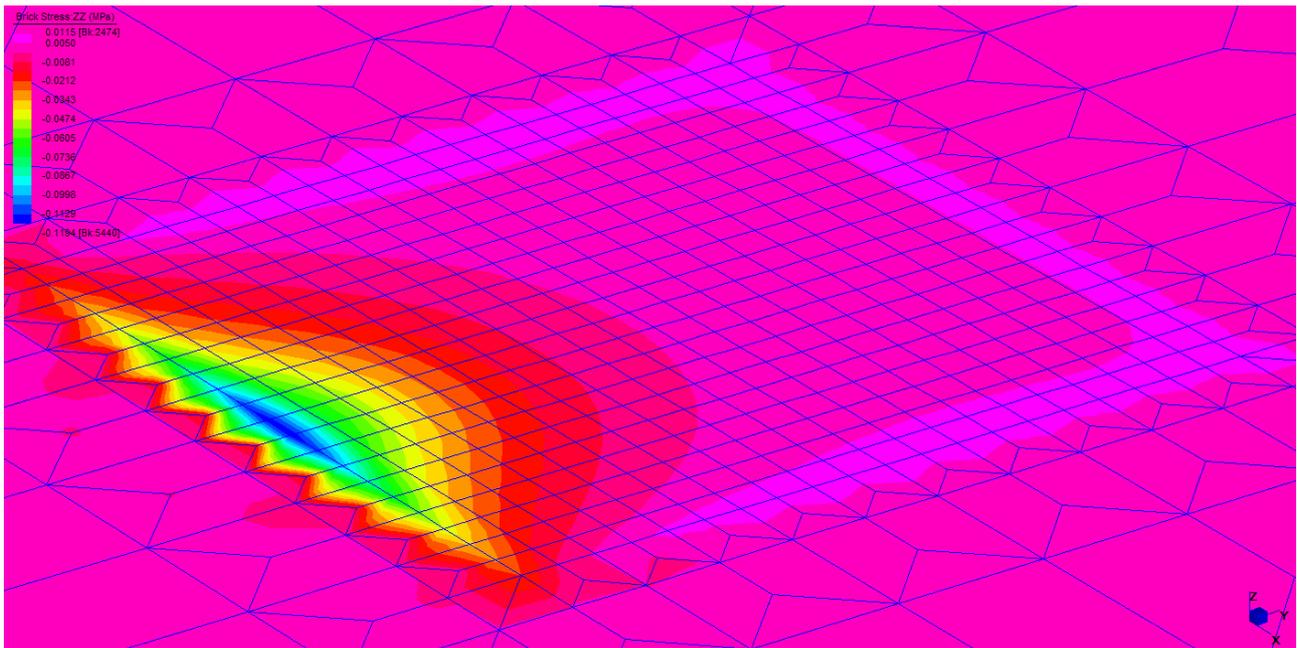


Figura A15: Carico pos. 3 – Pressioni verticali sul terreno [MPa]

APPENDICE B
Risultati dei calcoli di progetto

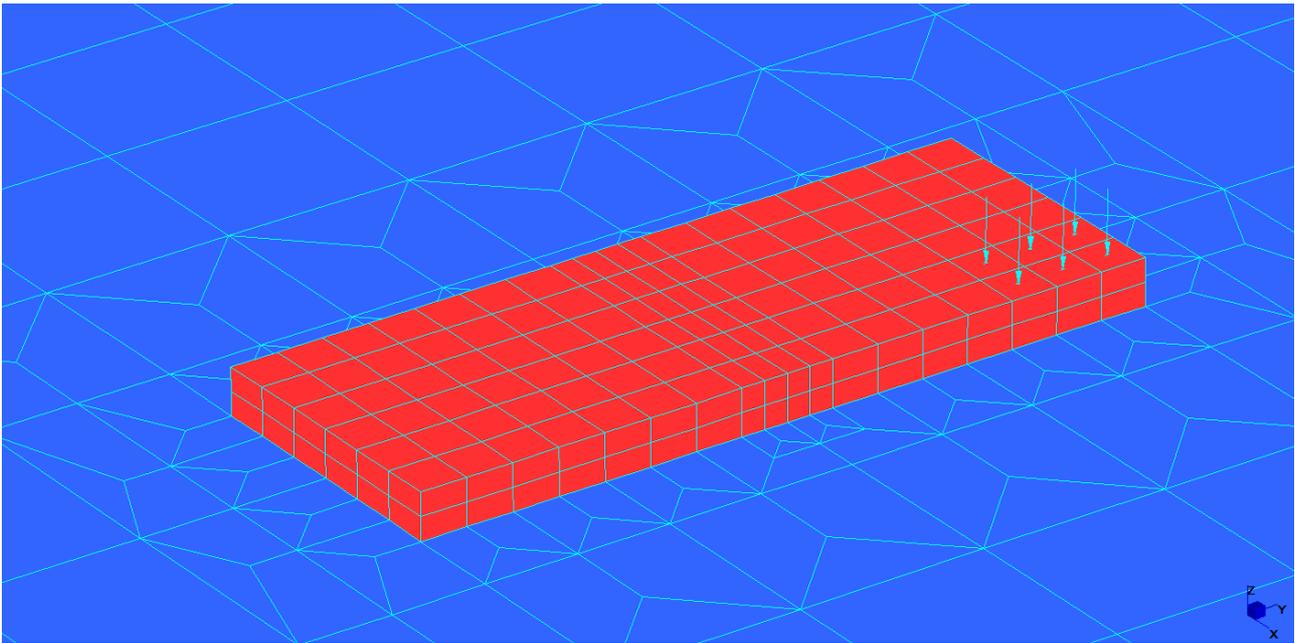


Figura B1: Carico pos. 1 – Modello di calcolo

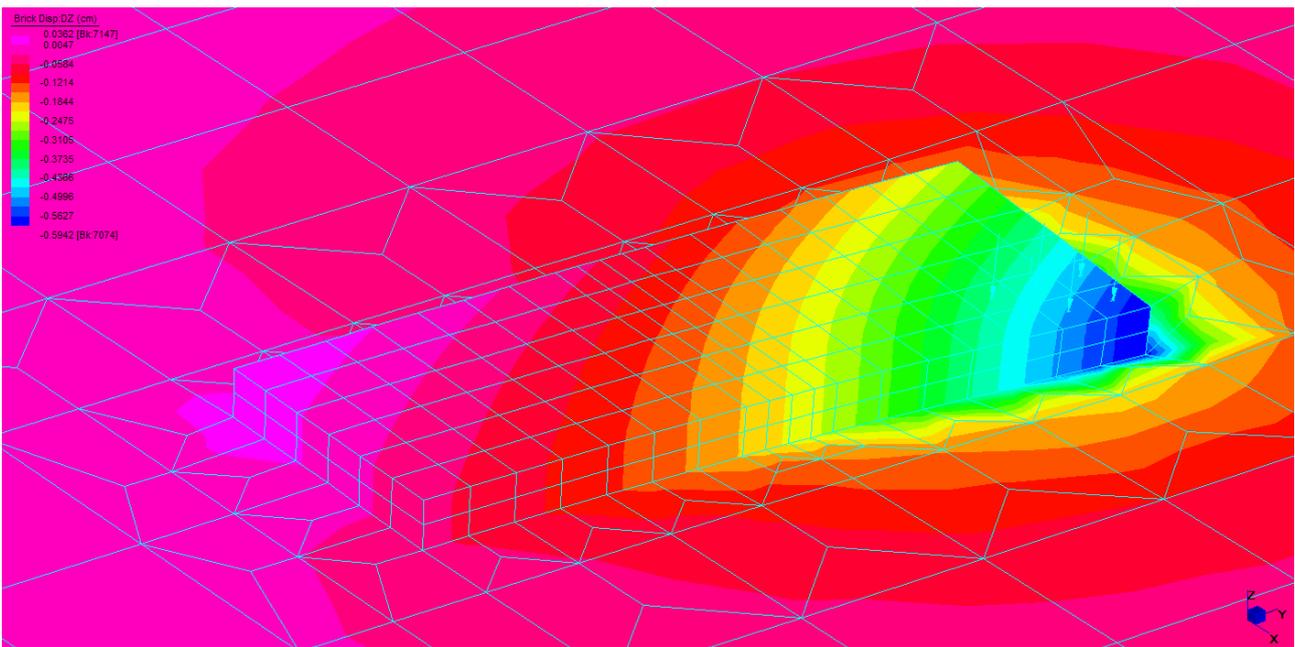


Figura B2: Carico pos. 1 – Spostamenti verticali [cm]

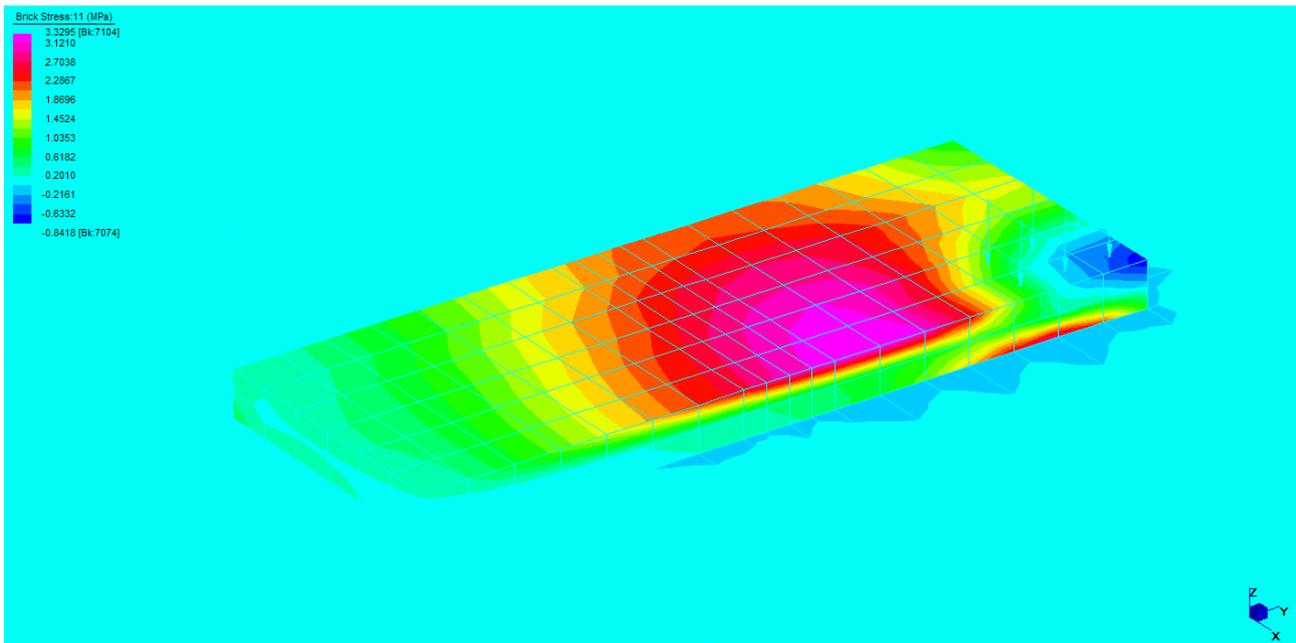


Figura B3: Carico pos. 1 – Tensioni principali massime [MPa]

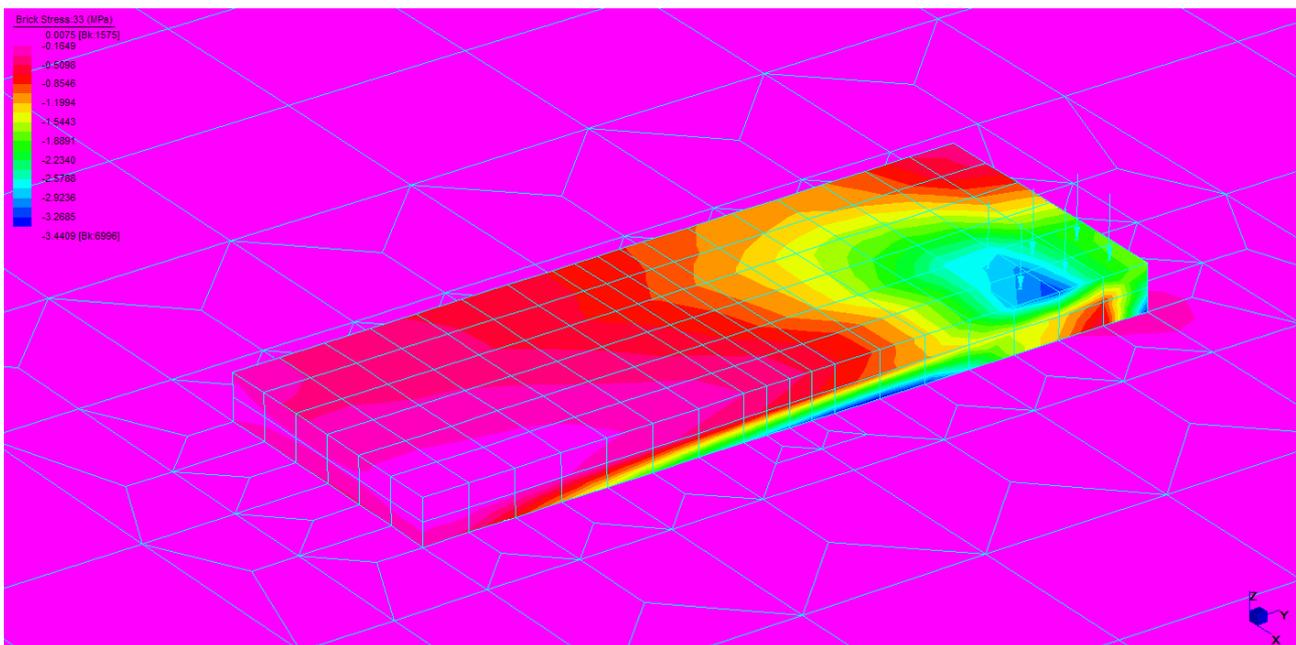


Figura B4: Carico pos. 1 – Tensioni principali minime [MPa]

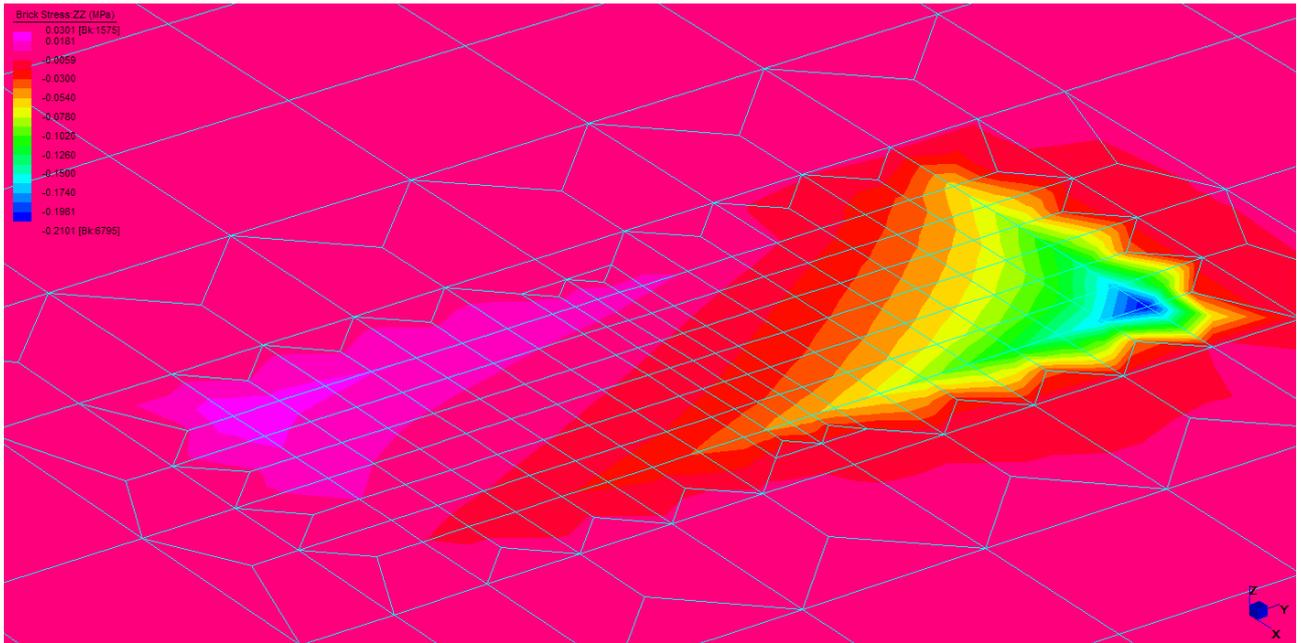


Figura B5: Carico pos. 1 – Pressioni verticali sul terreno [MPa]

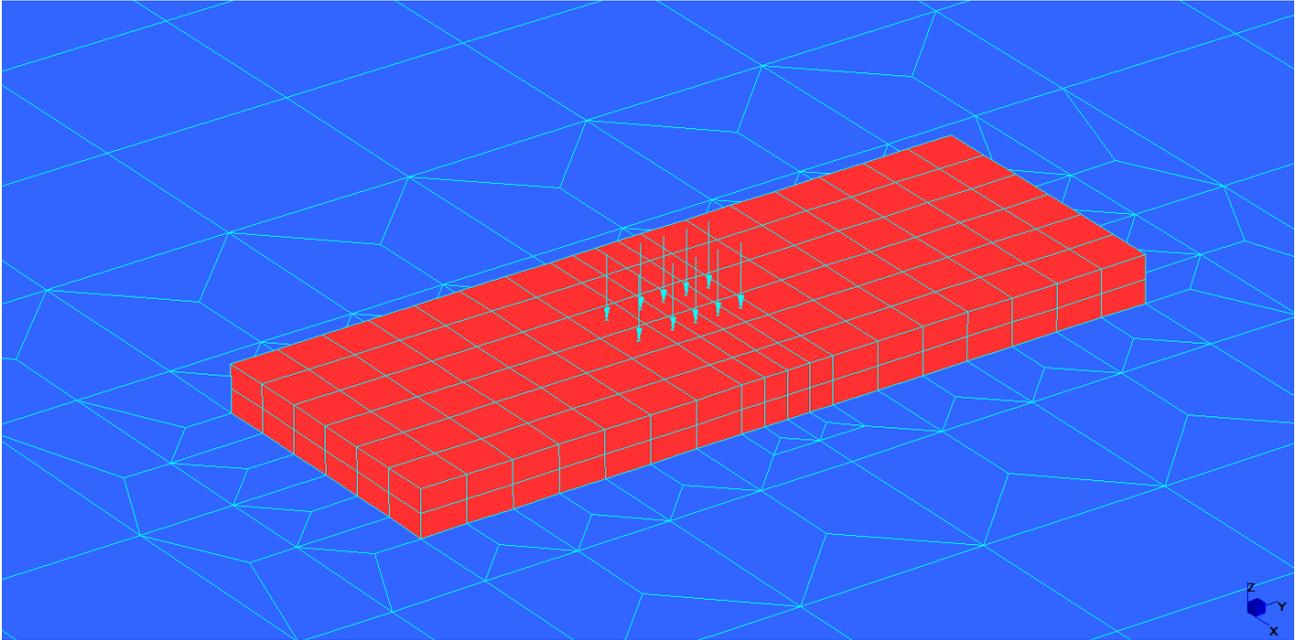


Figura B6: Carico pos. 2 – Modello di calcolo

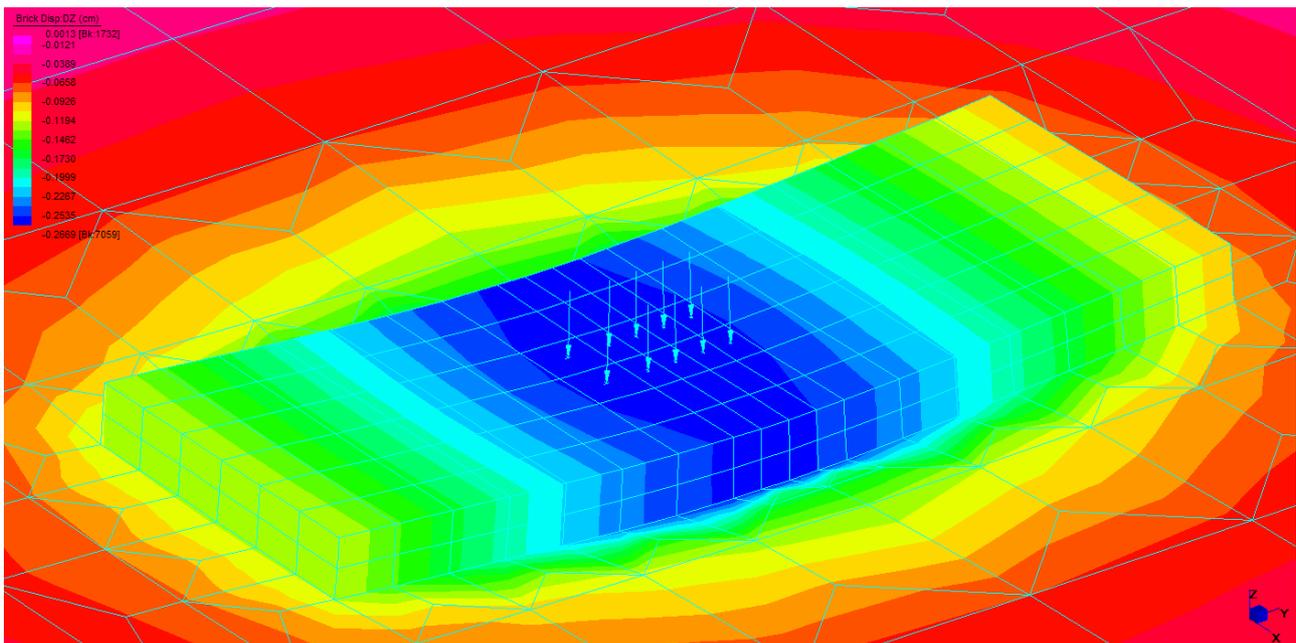


Figura B7: Carico pos. 2 – Spostamenti verticali [cm]

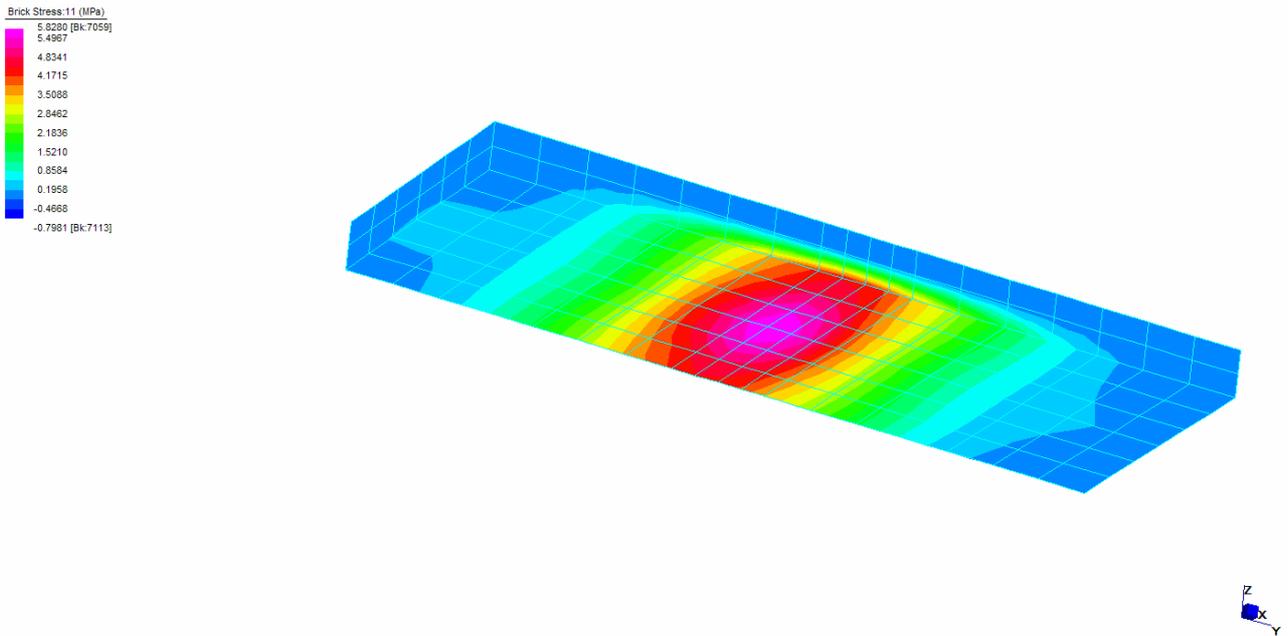


Figura B8: Carico pos. 2 – Tensioni principali massime [MPa]

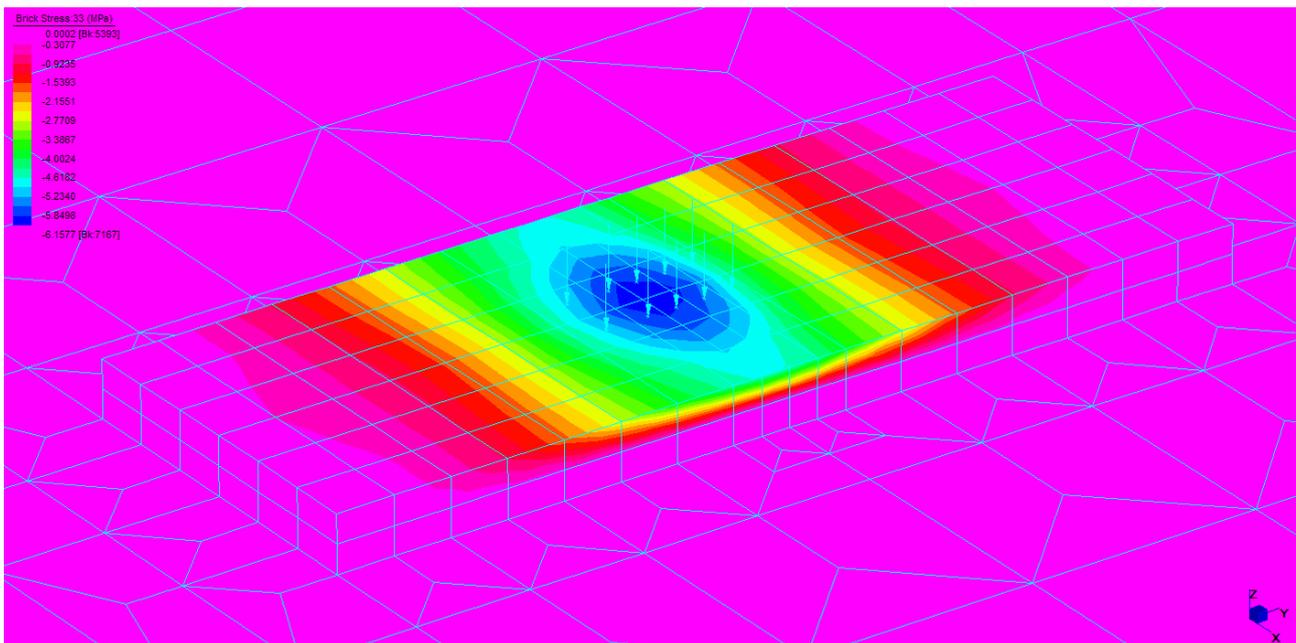


Figura B9: Carico pos. 2 – Tensioni principali minime [MPa]

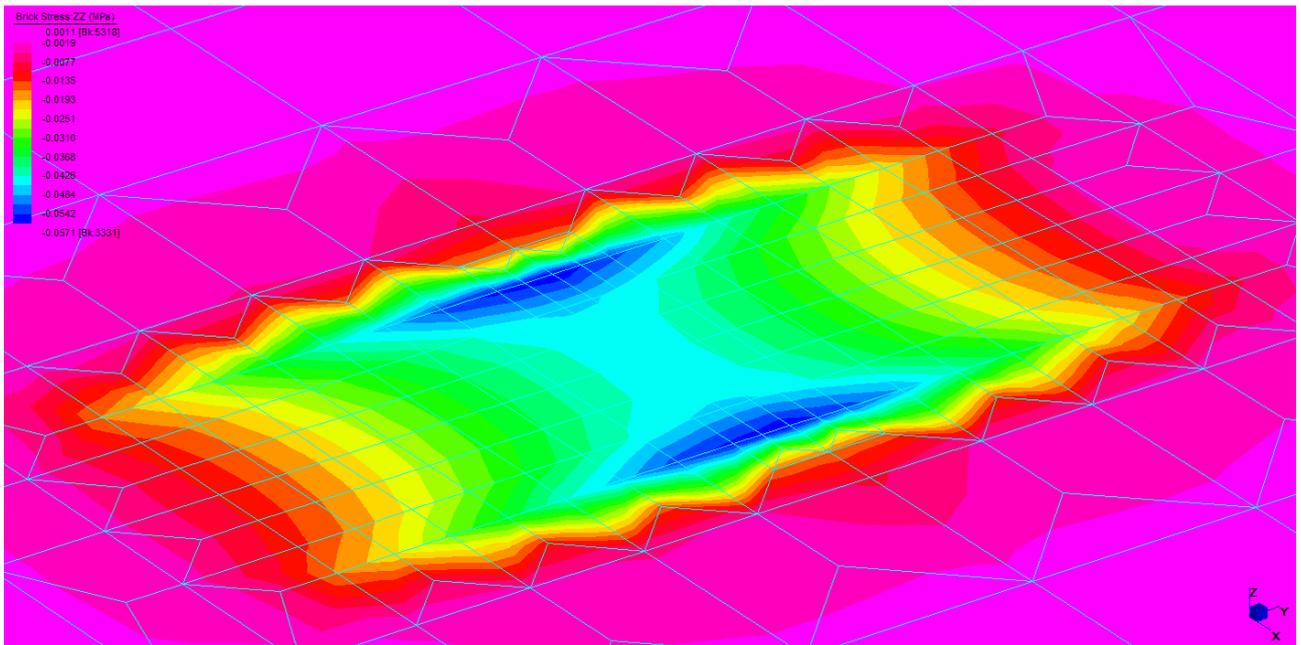


Figura A10: Carico pos. 2 – Pressioni verticali sul terreno [MPa]

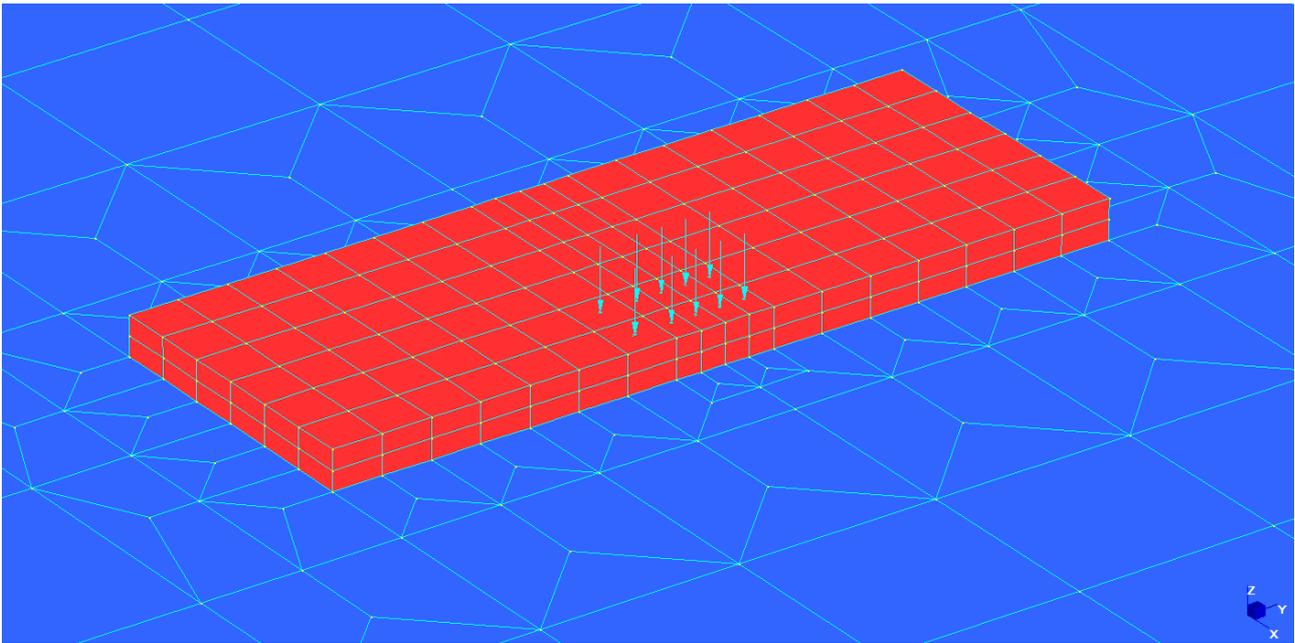


Figura B11: Carico pos. 3 – Modello di calcolo

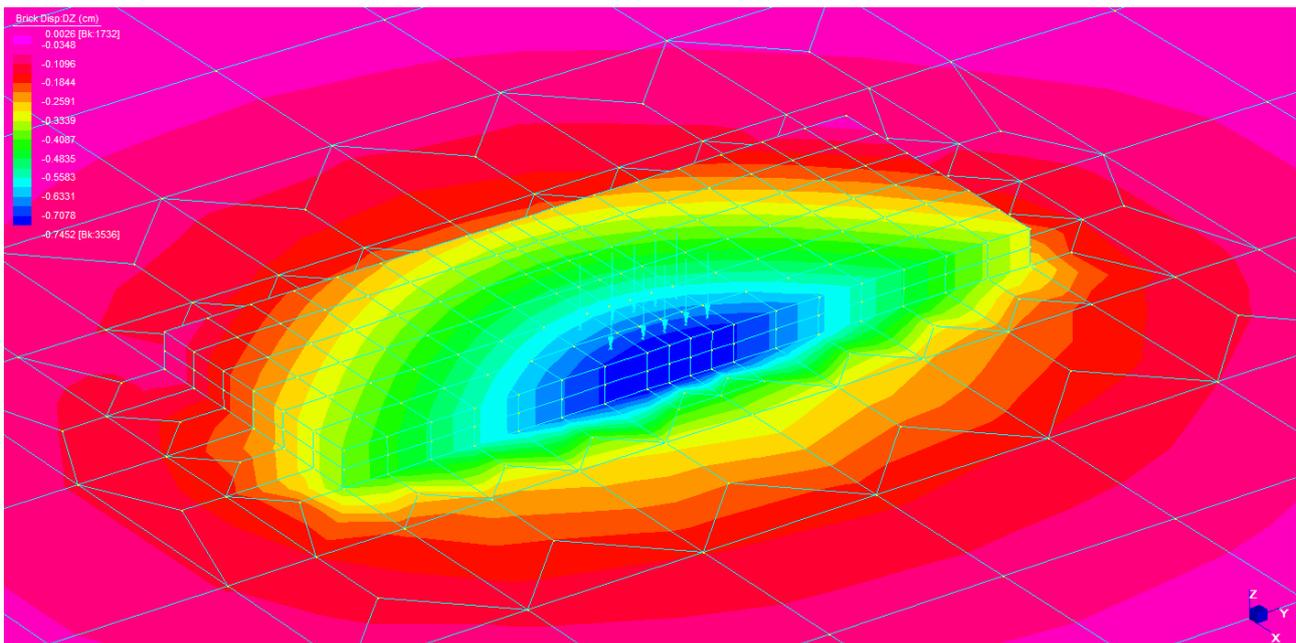


Figura B12: Carico pos. 3 – Spostamenti verticali [cm]

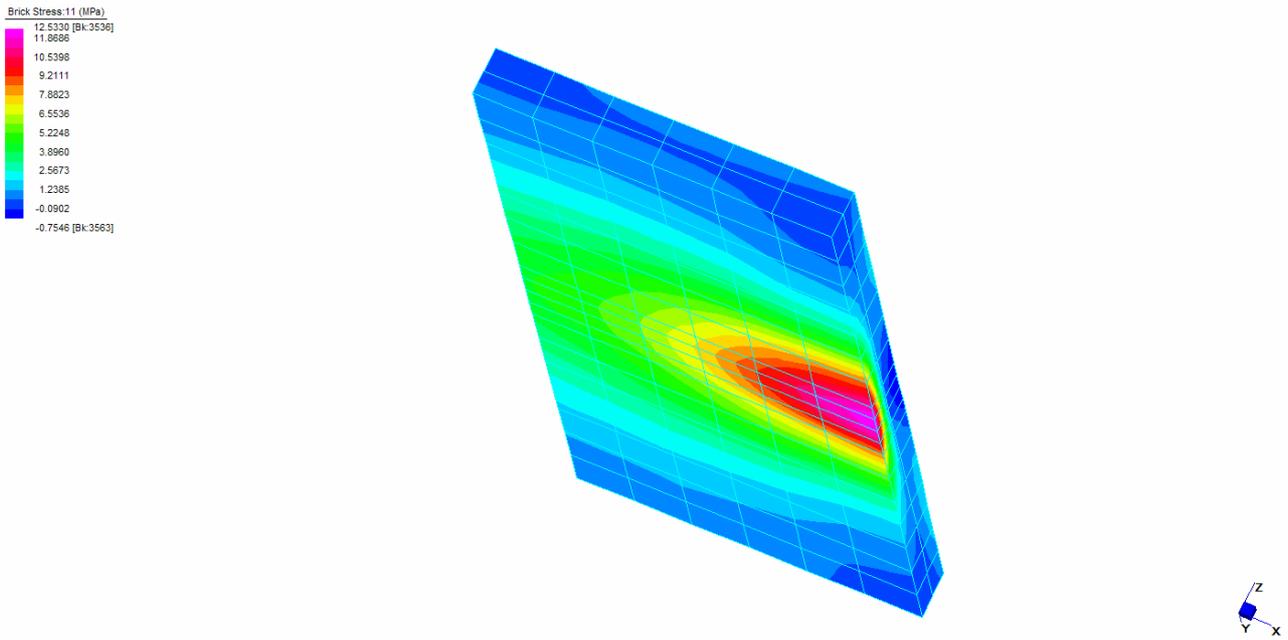


Figura B13: Carico pos. 3 – Tensioni principali massime [MPa]

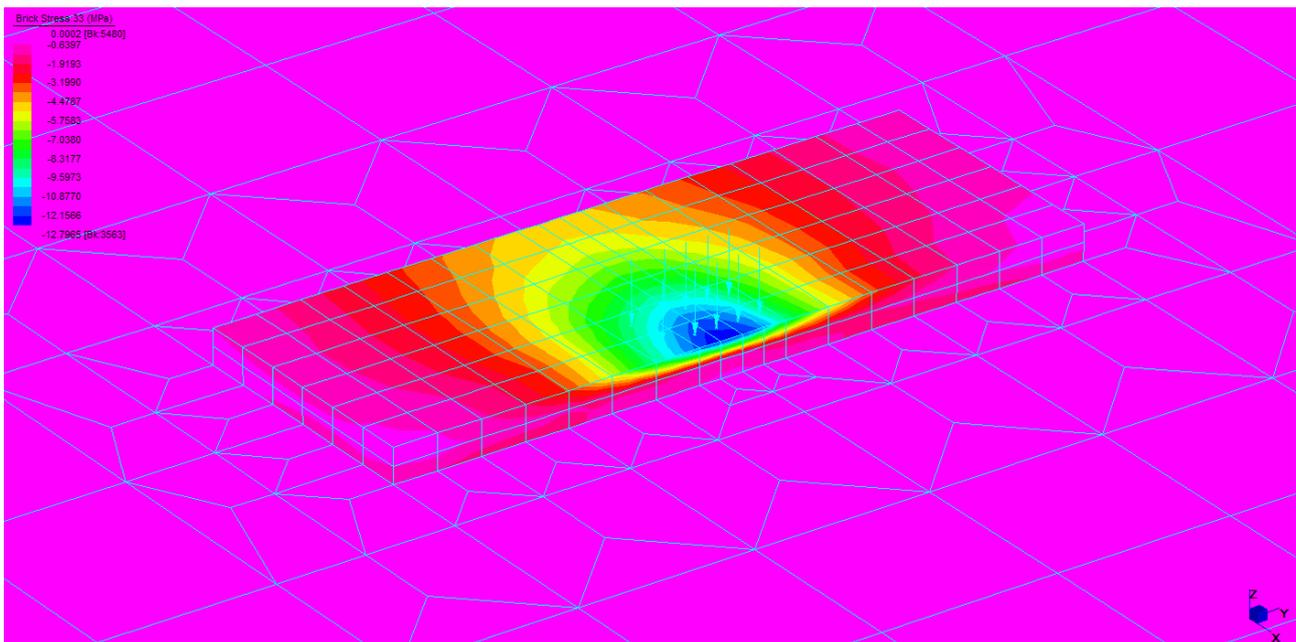


Figura B14: Carico pos. 3 – Tensioni principali minime [MPa]

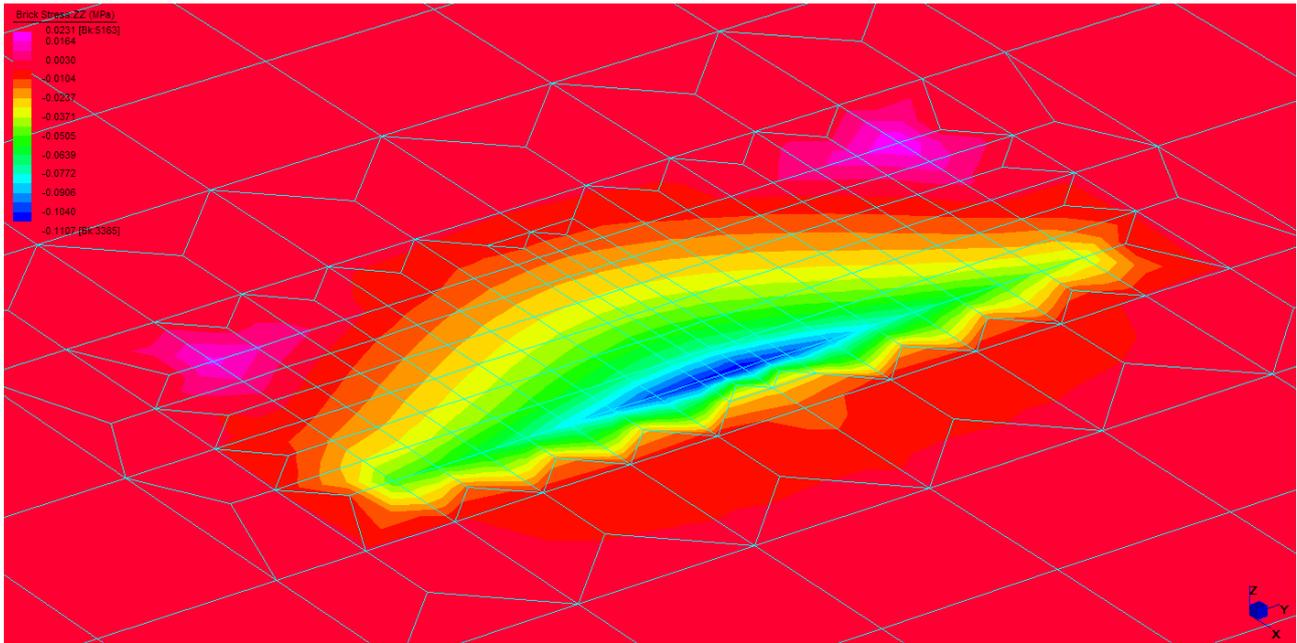


Figura B15: Carico pos. 3 – Pressioni verticali sul terreno [MPa]

APPENDICE C
Documentazione fotografica



Foto C1: Pozzetto PS1



Foto C2: Pozzetto PS2



Foto C3: Pozzetto PS4



Foto C4: Pozzetto PS5



Foto C5: Pozzetto PS6



Foto C6: Pozzetto PS7



Foto C7: Pozzetto PS7-particolare



Foto C8: Pozzetto PS9



Foto C9: Pozzetto PS10



Foto C10: Pozzetto PS11