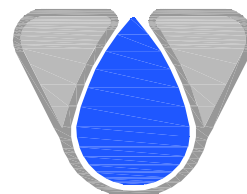




Progetto cofinanziato
dal POC Campania
2014-2020



CONSORZIO DI BONIFICA "VELIA"

Località Piano della Rocca, 84060 - Prignano Cilento (SA)

Tel. 0974/837206 - Fax. 0974/837154 - Pec: consorziovelia@pec.it - www.consorziovelia.com

LINEA D'AZIONE - RIGENERAZIONE URBANA Fondo di rotazione per la progettazione degli Enti locali



PARKWAY ALENTO (2° STRALCIO) Il lotto - Ciclovia dell'Alento

Interventi di tutela, valorizzazione e promozione della
fruizione sostenibile del patrimonio naturale del
SIC Alento (IT8050012) - Rete Natura 2000

Livello di progettazione

Fattib. tecnico - economica

Progetto definitivo

Progetto esecutivo

Cod. elaborato

L6

Scala

Data

Novembre 2019

Revisione

1 2 3 4 5 6

Titolo elaborato

Elaborati tecnici descrittivi

Relazione sulle verifiche geotecniche

TIPOLOGIA ELABORATO	<input checked="" type="checkbox"/> Descrittivo	<input type="checkbox"/> Grafico	<input checked="" type="checkbox"/> Calcolo
<input type="checkbox"/> Economico	<input type="checkbox"/> Sicurezza	<input type="checkbox"/> Disciplinare/Contrattuale	<input type="checkbox"/> Altro

PROGETTISTA

Velia Ingegneria e Servizi Srl

Ing. Gaetano Suppa

Iscritto all'Albo degli Ingegneri di Salerno n. 1854 dal 12.09.1983

GEOLOGO

Dott. Geol. Giuseppe Doronzo

Iscritto all'Albo dei Geologi della Regione Campania n. 747

R.U.P.

Consorzio di Bonifica "Velia"

Ing. Marcello Nicodemo

Iscritto all'Albo degli Ingegneri di Salerno n. 1931 dal 16.04.1984

Rif.to archivio digitale: N.31b.2019/Ve.Ing.

CUP: E37B16001500004

RELAZIONE SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE

Verifiche geotecnica dei terreni

Premessa

Nell'ambito delle attività di progettazione previste per la redazione del Progetto Definitivo ed Esecutivo "Parkway Alento 2° stralcio - Interventi di tutela, valorizzazione e promozione della fruizione sostenibile del patrimonio naturale del SIC Alento (IT8050012) - Rete Natura 2000 - Il lotto esecutivo – Ciclovia dell'Alento", il presente documento illustra le analisi geotecniche condotte per la viabilità in oggetto.

Nel seguito dell'elaborato verranno descritte ed approfondite le seguenti tematiche con particolare riferimento all'opera in oggetto, sulla base delle informazioni dedotte dall'elaborato H.1) Studio geologico – Relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Giuseppe Doronzo:

- normativa di riferimento per le verifiche geotecniche;
- caratterizzazione geotecnica, indicazione del livello di falda, della categoria di sottosuolo e delle condizioni ambientali per l'individuazione dell'ambiente chimico;
- verifica di capacità portante mediante i diagrammi di interazione per le fondazioni superficiali (§ 6.4.2. del DM 17/01/2018);
- criteri per la determinazione della costante di sottofondo;
- determinazione del trattamento del piano di posa dei rilevati.

Quadro normativo di riferimento

- Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, approvate con D.Min. 17/01/2018. Sono state altresì consultate le seguenti normative:
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica Parte 1: Regole generali (UNI EN 1997-1 febbraio 05);
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo (UNIEN 1997-2 maggio 07);
- Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 5:
- Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (UNIEN 1998-5 genn. 05).

Caratterizzazione geotecnica

In questo capitolo vengono considerate le principali problematiche di carattere geologico-geotecnico connesse con il progetto così come riportato nella relazione geologica di riferimento.

Le presenti indicazioni di massima vengono fatte sulla scorta di dati desunti dalla bibliografia tecnico- scientifica e da indagini pregresse effettuate in sito.

L'area dove sarà realizzato il progetto insiste in una area vasta e, in termini generali, gli interventi previsti saranno eseguiti in ambiti che risultano composti da litotipi costituiti da alluvioni attuali o antiche, Depositi detritici eluviali e colluviali e litotipi marnoso-arenaceo-pelitico. Parliamo nel primo caso essenzialmente di depositi clastici sciolti a granulometria medio-grossa (ciottoli, ghiaia e sabbia) e fine (sabbie limose e limi); relativamente ai depositi detritici eluviali e colluviali sono depositi di natura eluviale e colluviale formati da detrito arenaceo-marnoso in abbondante matrice limo-argillosa. Infine per l'ultimo caso, presenti in modo sporadico, si tratta di marne, arenarie e quarzoareniti con intercalate siltiti e calcari marnosi. Di seguito i parametri geotecnici accorpati secondo quanto appena descritto.

Terreni di eluvio colluviali (Argilla marnosa – Argilla limosa – Limo argilloso)

Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni
1700 ÷ 1850	1800 ÷ 2000	16,0 ÷ 18,0	0,08+0,10	0,25+0,45	40+60	30+60	0,42+0,45

Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; c: Coesione; cu: Coesione non drenata; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson;

Deposito arenaceo-pelitico-marnoso

Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni
1900 ÷ 2000	1950 ÷ 2050	20,0 ÷ 24,0	0,1+0,20	0,45+0,80	100+150	80+150	0,45+0,49

Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; c: Coesione; cu: Coesione non drenata; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson;

Deposito marnoso-siltoso

Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni
1900 ÷ 2000	1950 ÷ 2050	24,0 ÷ 26,0	0,1+0,25	0,45+0,80	100+150	80+150	0,45+0,49

Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; c: Coesione; cu: Coesione non drenata; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson;

Aspetti sismici

La caratterizzazione sismica del sito viene effettuata sulla base dei dati raccolti nella relazione Geologica di riferimento in cui si descrive l'assetto strutturale del comprensorio oggetto di intervento, caratterizzato da lineamenti tettonici, ascrivibili alle fasi distensive della tettonica Plio-Pleistocenica, decorrenti generalmente lungo i valloni principali e che queste lineazioni di faglie perimetrali rilevate, sono da considerarsi fossili da almeno 200.000 anni. Considerato che le principali strutture sismogenetiche sono ubicate a molte decine di chilometri di distanza dalla zona oggetto di studio, si può concludere che il territorio comunale non può essere interessato da eventi sismici distruttivi.

Nel catalogo Baratta "I terremoti d'Italia" ed in alcuni testi di recente pubblicazione del C.N.E.N., non si trovano, infatti, riferimenti storici diretti circa gli effetti provocati nel comprensorio di progetto dai sismi più disastrosi.

Si prendono, ad ogni modo in considerazione gli eventi sismici più importanti e significativi per comprensorio di progetto e che hanno determinato danni in aree circostanti:

Terremoto del 1688 che ebbe l'area epicentrale nella zona di Benevento;

Terremoto del 1694 con area epicentrale simile a quella del sisma del 23.11.1980;

Terremoto del 1851 con epicentro nella zona del Vulture;

Terremoto del 1853 con area epicentrale nella zona di Caposele – Teora;

Terremoto del 1857 con area epicentrale ubicata tra l'Alta Val d'Agri ed il Vallo di Diano;

Terremoto del 1930 con epicentro nella zona compresa tra Aquilonia e la Baronìa;

Terremoto del 1962 con area epicentrale nella zona compresa tra Ariano Irpino, Grottaminarda e la Baronìa;

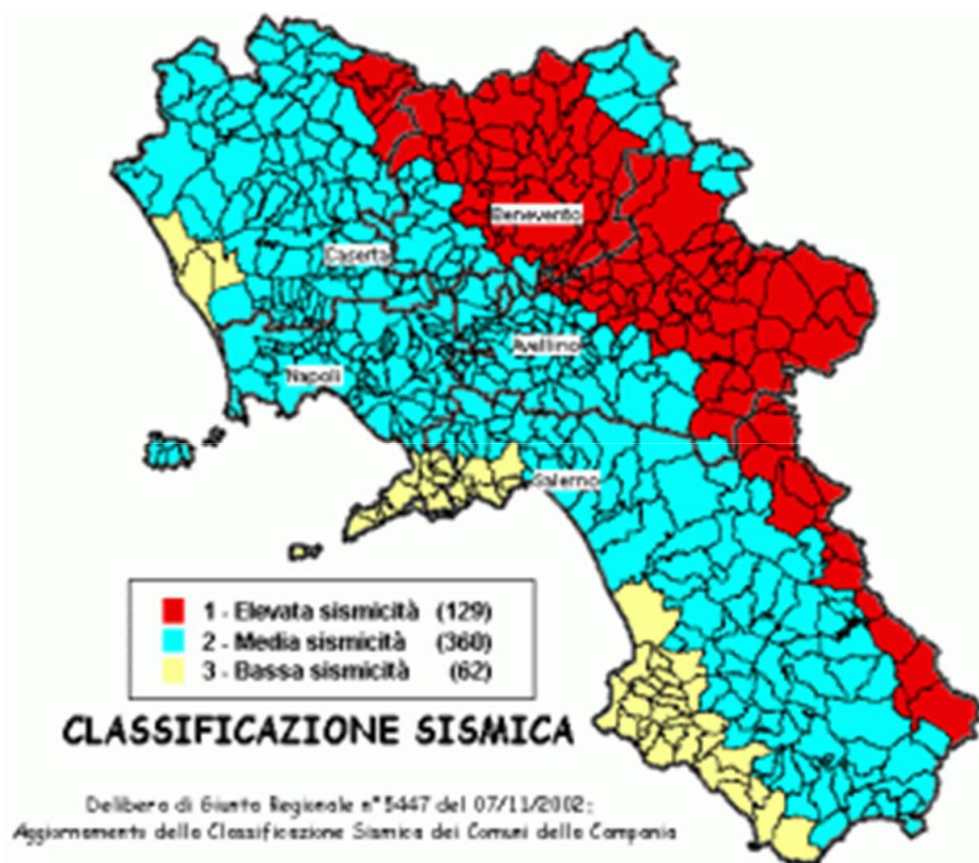
Dall'analisi della distribuzione dei eventi tellurici citati si nota come la provincia di Salerno risente della sismicità storica originatasi all'interno delle zone sismogenetiche presenti nella catena appenninica, disposte lungo una fascia orientata NW-SE, comprendente parte delle regioni Molise, Campania e Basilicata. Questa fascia è definita dalla distribuzione degli epicentri dei terremoti sia storici che recenti.

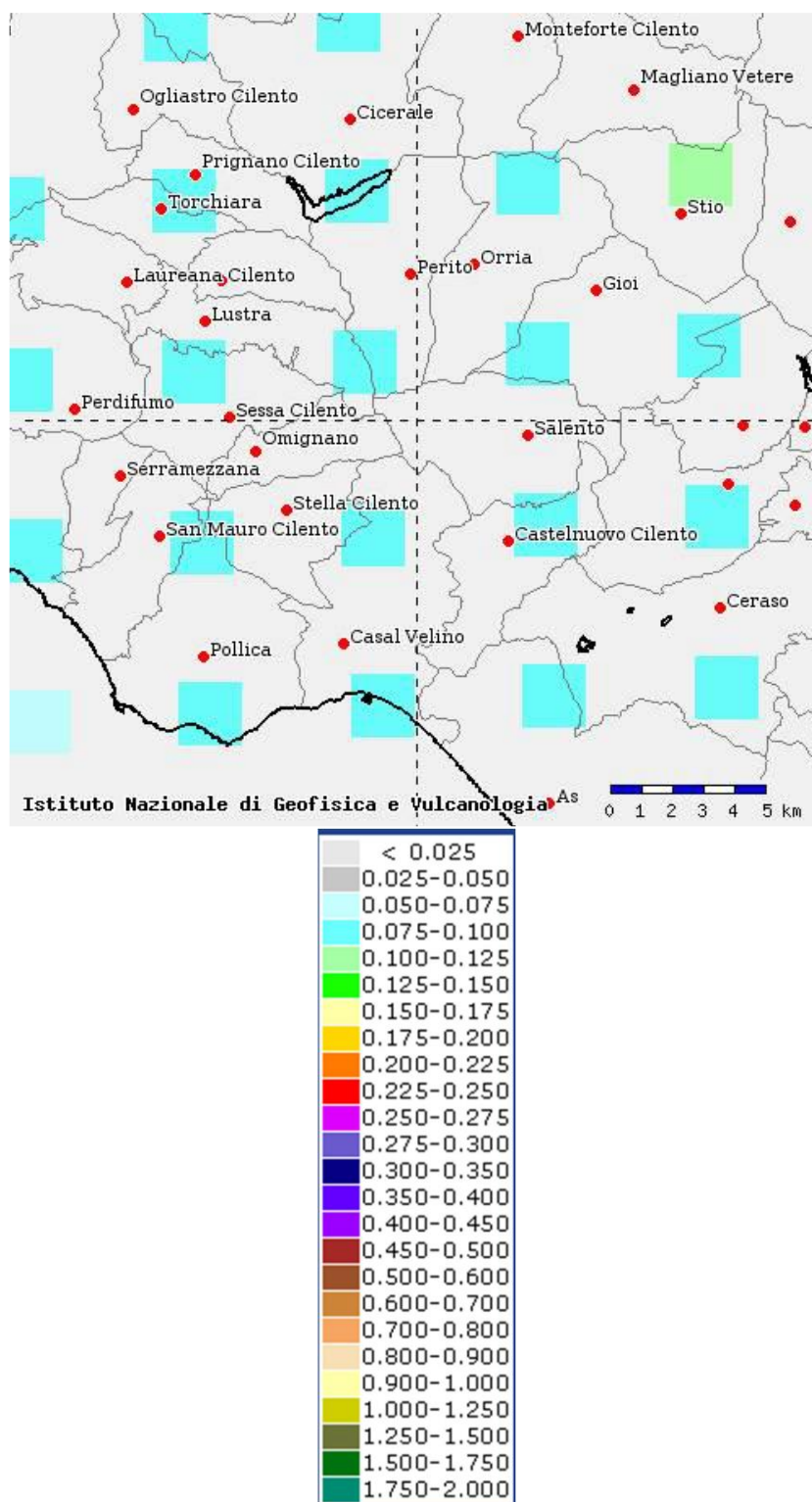
Gli addensamenti degli epicentri, le modalità di rilascio energetico in correlazione con l'assetto geologico-strutturale, permettono di individuare aree sismogenetiche a diverso

comportamento sismico. Per tale motivo sono state identificate quattro aree sismogenetiche principali in cui vengono successivamente riconosciute le strutture sismogenetiche attive (Alessio et al., 1993).

L'analisi della distribuzione degli effetti prodotti dai terremoti con intensità maggiore dell'VIII grado MCS (Mercalli–Cancani–Sieberg), a partire dal XV secolo fino al terremoto del 1980 (terremoto dicembre 1456; 5 giugno 1688; 8 settembre 1694; 26 luglio 1805; 23 luglio 1930; 21 agosto 1962; 23 novembre 1980), ha evidenziato che gran parte della provincia di Salerno ha subito un danneggiamento valutabile tra il VII e il X grado della scala MCS, mentre nel Cilento l'intensità non ha superato il VI grado MCS (Esposito et al., 1992).

In termini di massima intensità macrosismica avvertibile in seguito ad eventi sismici, i comuni presenti nel comprensorio di progetto ricadono nelle aree in cui si risentono valori minori o uguali al 6° grado della scala MCS.





Nella figura precedente, redatta dall'INGV di Milano secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018) si può osservare che il territorio del comprensorio del progetto rientra in un'area contraddistinta da valori di a_g di riferimento compresi tra 0,075-0,100 (con punti della griglia riferiti a: parametro dello scuotimento a_g ; probabilità in 50 anni 10%;percentile 50). Tale cartografia è disponibile on-line sul sito dell'INGV all'indirizzo <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>.

Inoltre per la classificazione sismica del sito è necessario conoscere le caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo dell'area indagata. In particolare devono essere noti:

- Il numero e lo spessore degli strati di copertura, cioè dei livelli sovrastanti il bedrock o se assente il bedrock-like un livello con $V_s > 700$ m/s.
- La velocità delle onde S negli strati di copertura.

Carichi trasmessi sul terreno (verifiche geotecniche)

In base ai dati raccolti dalle indagini geologiche è stato possibile condurre delle verifiche geotecniche del terreno sottostante il pacchetto di pavimentazione della pista ciclabile realizzata in biostabilizzato naturale su una fondazione in misto granulare stabilizzato ed ove necessario terreno stabilizzato a calce. Le verifiche sono state condotte alla luce delle "Nuove norme tecniche per costruzioni" (NTC 2018).

Considerando uno spessore medio del pacchetto di pavimentazione pari a 65 cm ed un carico variabile dedotto dal paragrafo 3.2 delle NTC2018 sono state svolte le seguenti verifiche.

Carico permanente verticale centrato trasmesso alla fondazione:	$G_k =$	2 kN
Carico variabile verticale centrato trasmesso alla fondazione:	$Q_k =$	5 kN
Spessore della fondazione:	$s =$	0,65 m
Lato della fondazione:	$B =$	10 m
Profondità del piano di posa della fondazione:	$D =$	0,65 m
Profondità della falda freatica da p.c.:	$D_w =$	1 m
Peso specifico pacchetto:	$\gamma_{p,k} =$	16 kN/m³
Peso specifico dell'acqua:	$\gamma_{w,k} =$	10 kN/m³
Peso di volume del terreno:	$\gamma_k =$	15 kN/m³
Angolo di resistenza al taglio del terreno:	$\phi'_{k = \circ} =$	0,349 rad
Coesione del terreno:	$c'_{k} =$	13 kPa
Resistenza al taglio non drenata del terreno:	$c_{u,k} =$	36,2 kPa
Peso totale della fondazione e del terreno sovrastante:		
$G_{fond,k} = B^2 [(D - s) \gamma_k + s \gamma_{ca,k}] =$ 1040,0 kN		

Peso immerso della fondazione e del terreno sovrastante:

$$G'_{fondk} = G_{fondk} - \gamma_w B^2 D = 390,0 \text{ kN}$$

Verifiche secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni – 2018

Sono eseguite le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

La Normativa richiede che venga seguito l'approccio DA2 (A1+M1+R3):

Deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad \text{ovvero} \quad R_d / E_d \geq 1$$

a) in condizioni a breve termine, non drenate, il calcolo è eseguito in termini di tensioni totali

Approccio 2 (A1+M1+R3)

Sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R).

Valore di progetto dell'azione (E_d): $E_d = \gamma_G (G_k + G'_{fondk}) + \gamma_Q Q_k$

$$\gamma_G = 1,3 \text{ (da Tabella 6.2.I colonna A1)}$$

$$\gamma_Q = 1,5 \text{ (da Tabella 6.2.I colonna A1)}$$

$$E_d = 1362,1 \text{ kN}$$

Resistenza del sistema geotecnico: $R = q_{lim,d} \times B^2$

Capacità portante totale di progetto: $q_{lim,d} = N_{c0} c_{u,d} s_{c0} + q_d$

Resistenza al taglio non drenata di progetto: $c_{u,d} = c_{u,k} / \gamma_{cu}$

$$\gamma_{cu} = 1 \text{ (da Tabella 6.2.II colonna M1)} \quad c_{u,d} = 36,2 \text{ kPa}$$

Pressione totale latitante la fondazione di progetto: $q_d = (\gamma_w / \gamma_T) D$

$$\gamma_T = 1 \text{ (da Tabella 6.2.II colonna M1)} \quad q_d = 9,75 \text{ kPa}$$

$$\text{Fattore di capacità portante a breve termine: } N_{c0} = (2 + \pi) = 5,142$$

$$\text{Fattore di forma a breve termine: } s_{c0} = 1,2$$

$$q_{lim,d} = N_{c0} c_{u,d} s_{c0} + q_d = 233,1 \text{ kPa}$$

$$\text{Resistenza del sistema geotecnico: } R = q_{lim,d} \times B^2 = 23310,1 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza di progetto del sistema geotecnico: } R_d = R / \gamma_R$$

$$\gamma_R = 2,3 \text{ (da Tabella 6.4.I colonna R3)} \quad R_d = R / \gamma_R = 10134,8 \text{ kN}$$

$$E_d \leq R_d \quad 1362,1 < 10134,8 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

$$R_d / E_d = 7,441 > 1$$

b) in condizioni a lungo termine, drenate, il calcolo è eseguito in termini di tensioni efficaci
Approccio 2 (A1+M1+R3)

Sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R)

Valore di progetto dell'azione (E_d): $E_d = \gamma_G (G_k + G'_{\text{interd,k}}) + \gamma_Q Q_k$

$$\gamma_G = 1,3 \text{ (da Tabella 6.2.I colonna A1)}$$

$$\gamma_Q = 1,5 \text{ (da Tabella 6.2.I colonna A1)}$$

$$E_d = 517,1 \text{ kN}$$

Resistenza del sistema geotecnico: $R = q_{\text{lim,d}} \times B^2$

Capacità portante efficace di progetto: $q_{\text{lim,d}} = c'_{\text{d}} N_{c, s_c} + \alpha'_{\text{d}} N_{q, s_q} + 0,5 \gamma'_{\text{d}} B N_{\gamma, s_{\gamma}}$

Coesione efficace di progetto: $c'_{\text{d}} = c'_k / \gamma_c$

$$\gamma_c = 1 \text{ (da Tabella 6.2.II colonna M1)} \quad c'_{\text{d}} = 13,0 \text{ kPa}$$

Tangente dell'angolo di resistenza al taglio caratteristico: $\tan \phi'_k = 0,364$

Tangente dell'angolo di resistenza al taglio di progetto: $\tan \phi'_{\text{d}} = \tan \phi'_k / \gamma_{\phi}$

$$\gamma_{\phi} = 1 \text{ (da Tabella 6.2.II colonna M1)} \quad \tan \phi'_{\text{d}} = 0,364$$

Angolo di resistenza al taglio di progetto: $\phi'_{\text{d}} = 0,349 \text{ rad} = 20^\circ$

Peso di volume immerso del terreno: $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_{\text{ne}} = 5 \text{ kN/m}^3$

Fattori di capacità portante:

Fattori di forma:

$N_c = 14,835$	$s_c = 1,431$
$N_q = 6,399$	$s_q = 1,364$
$N_{\gamma} = 3,930$	$s_{\gamma} = 0,6$

Pressione efficace latistante di progetto: $\alpha'_{\text{d}} = \gamma'_{\text{d}} D = 3,25 \text{ kPa}$

$$q_{lim,d} = c'_{d} N_c s_c + q'_{d} N_q s_q + 0,5 \gamma'_{d} B N$$

$$s_q = 363,4 \text{ kPa}$$

Resistenza del sistema geotecnico: $R = q_{lim,d} \times B^2 = 36336,8 \text{ kN}$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico: $R_d = R / \gamma_R$

$\gamma_R = 2,3$ (da Tabella 6.4.1 colonna R3) $R_d = R / \gamma_R = 15798,6 \text{ kN}$

$E_d \leq R_d$ 517,1 < 15798,6 **verifica soddisfatta**

$R_d / E_d = 30,552 > 1$

Dimensionamento delle pavimentazioni stradali

Premessa

La presente relazione presenta il dimensionamento della sovrastruttura della pavimentazione stradale delle piste della ciclovia incluse nel progetto "Parkway Alento 2° stralcio - Interventi di tutela, valorizzazione e promozione della fruizione sostenibile del patrimonio naturale del SIC Alento (IT8050012) - Rete Natura 2000 - Il lotto esecutivo – Ciclovia dell'Alento", contestualmente alle diverse tipologie della stessa nello sviluppo longitudinale della stessa.

Scelta e dimensionamento della sovrastruttura

Per le piste ciclabili è stata prevista una pavimentazione di tipo flessibile, costituita da uno strato di usura, uno di collegamento, uno di base.

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. Lo strato di fondazione trasferisce i carichi al terreno e funge da filtro per la risalita di materiali fini.

1.1. Strato di usura

Lo strato d'usura 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.

E' realizzato in biostabilizzato naturale le cui caratteristiche dipendono dalle proprietà degli elementi che lo compongono oppure mediante un tappetino in conglomerato bituminoso.

1.2. Strato di collegamento

Lo strato di collegamento tra lo strato di base e quello è previsto in misto granulare stabilizzato o mediante uno strato di binder (tratto stradale da manutere).

Gli aggregati del misto stabilizzato non legati sono caratterizzati dalle seguenti specifiche:

- l'aggregato non deve avere dimensioni superiori a 63 mm, né forma appiattita, allungata o lenticolare
- la granulometria deve essere compresa in un fuso predefinito ed avere andamento continuo ed uniforme
- la perdita in peso alla prova Los Angeles deve essere inferiore al 30% in peso
- l'equivalente in sabbia, misurato sulla frazione passante al setaccio ASTM n. 4 deve essere compreso tra 40 ed 80.

1.3. 1.3 Strato di base

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 (terreno compattato, stabilizzazione a calce). In particolare deve resistere ai fenomeni di fatica, all'ormaiamento e, prevalentemente, alle sollecitazioni di trazione.

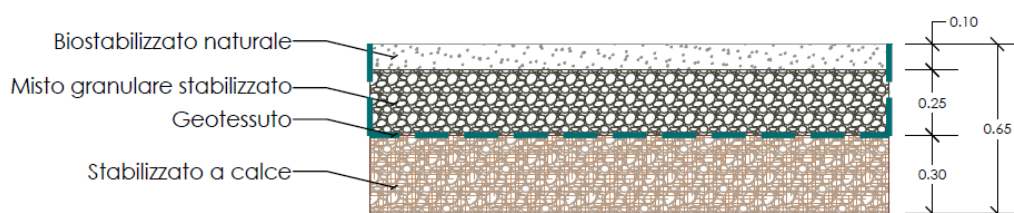
Tipologie di pavimentazione

Nel progetto in esame sono previste varie tipologie di pavimentazione, a seconda del percorso previsto in fase di progetto.

1.4. Tratti da completare (ciclabili)

La prima tipologia di pavimentazione è caratterizzata da un manto di usura in biostabilizzato naturale di spessore 10 cm, uno strato di collegamento in misto granulare stabilizzato spesso 25 cm ed uno strato di base in stabilizzazione a calce spesso circa 30 cm, separato dal precedente strato mediante uno strato di geotessuto, formante un pacchetto di spessore complessivo 65 cm.

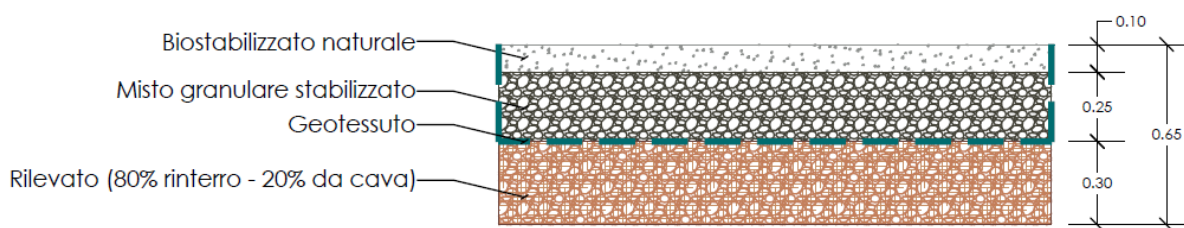
1- Da completare (ciclabile)



1.5. Tratti da mantenere (ciclabili)

La seconda tipologia di pavimentazione è caratterizzata da un manto di usura in biostabilizzato naturale di spessore 10 cm, uno strato di collegamento in misto granulare stabilizzato spesso 25 cm ed uno strato di base in rilevato, realizzato per l'80% da materiale da rinterro ed il 20% da materiale da cava spesso circa 30 cm, separato dal precedente strato mediante uno strato di geotessuto. Lo spessore complessivo risulta pari a 65 cm.

2- Da mantenere (ciclabile)

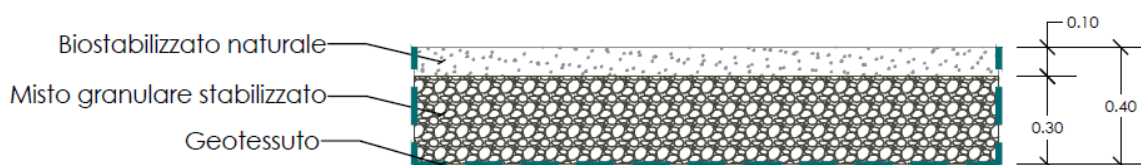


1.6. Tratti su argine (ciclabili)

La terza tipologia di pavimentazione è caratterizzata da un manto di usura in biostabilizzato naturale di spessore 10 cm, uno strato di collegamento in misto granulare stabilizzato spesso 30 cm separato da uno strato di base esistente mediante uno strato di geotessuto. Lo spessore complessivo risulta pari a 40 cm.

In ogni caso si ritiene superfluo procedere a una verifica geotecnica dell'argine tal quale perché già sottoposto a verifiche di merito all'atto della sua realizzazione oltreché a verifiche successive. Peraltro le arginature esistenti lungo i quali si intende procedere all'implementazione della ciclovía sono già ad oggi caratterizzate da una circolazione di mezzi d'opera per la manutenzione e il monitoraggio che, per loro natura, rappresentano carichi puntuali e mobili superiori a quelli di esercizio previsti.

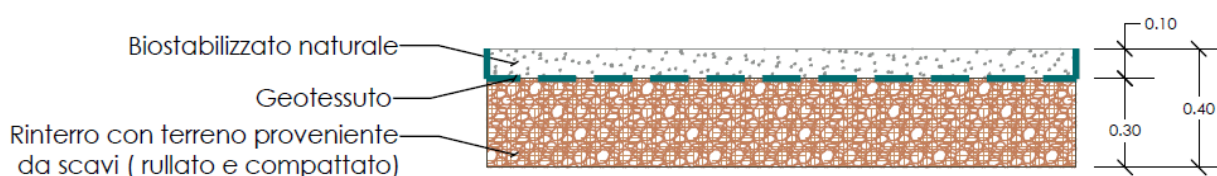
3- Su argine (ciclabile - manutenzione)



1.7. Tratti esistenti (ciclabili)

La quarta tipologia di pavimentazione è caratterizzata da un manto di usura in biostabilizzato naturale di spessore 10 cm, uno strato di collegamento in rinterro di terreno proveniente da scavi spesso 30 cm separato da uno strato di base esistente mediante uno strato di geotessuto. Lo spessore complessivo risulta pari a 40 cm.

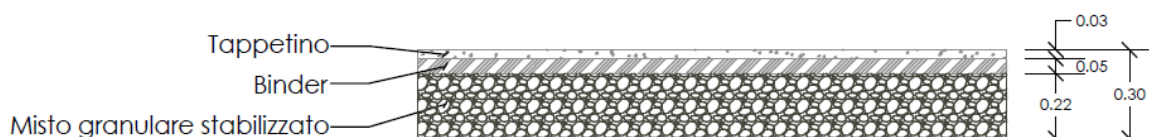
4- Tratti esistenti (ciclabile)



1.8. Tratti su strada locale (carrabili)

La quinta tipologia di pavimentazione è caratterizzata da un manto di usura in conglomerato bituminoso di spessore 3 cm, uno strato di collegamento in binder spesso 5 cm ed uno strato di base in misto granulare stabilizzato spesso circa 22 cm. Lo spessore complessivo risulta pari a 30 cm.

5- Su strada locale (carrabile)



Calcolo e verifica della sovrastruttura

Il dimensionamento di una sovrastruttura stradale prevede la definizione dello spessore degli strati e delle caratteristiche dei materiali che la compongono. I metodi di calcolo disponibili in letteratura per la mobilità non motorizzata sono denominati "empirico-teorici", tenendo conto delle azioni trasmesse dai mezzi pesanti che vi transitano occasionalmente (mezzi di cantiere in fase di costruzione e manutenzione, eventuali veicoli di soccorso, automezzi per la raccolta dei rifiuti, ecc...).

I carichi eterogenei reali vengono rappresentati mediante un congruo numero di passaggi di un asse standard equivalente (ESA) di peso prefissato, che ne consente l'omogeneizzazione. In pratica si procede nel modo seguente:

- si individua per ciascun veicolo la ripartizione del peso sui vari assi di cui è composto;
- si valutano i fattori di equivalenza (EF) di ogni asse;

- sommando gli EF di tutti gli assi del veicolo si ottiene il fattore di equivalenza del mezzo come se fosse composto di assi tutti uguali e di peso pari a quello dell'asse di riferimento prescelto (ESA).

Per determinare i fattori di equivalenza (EF) si utilizza la formula di Yoder secondo la quale:
 $EF = 2^{0.78(Q - ESA)}$

dove Q rappresenta il valore del carico per asse il cui effetto si vuole equiparare a quello standard ESA entrambi espressi in kN. Nel caso di assi tandem, il fattore di equivalenza si ricava considerando quello relativo al carico agente su un singolo asse, moltiplicato per un coefficiente pari a 1.38.

Sovrastruttura flessibile

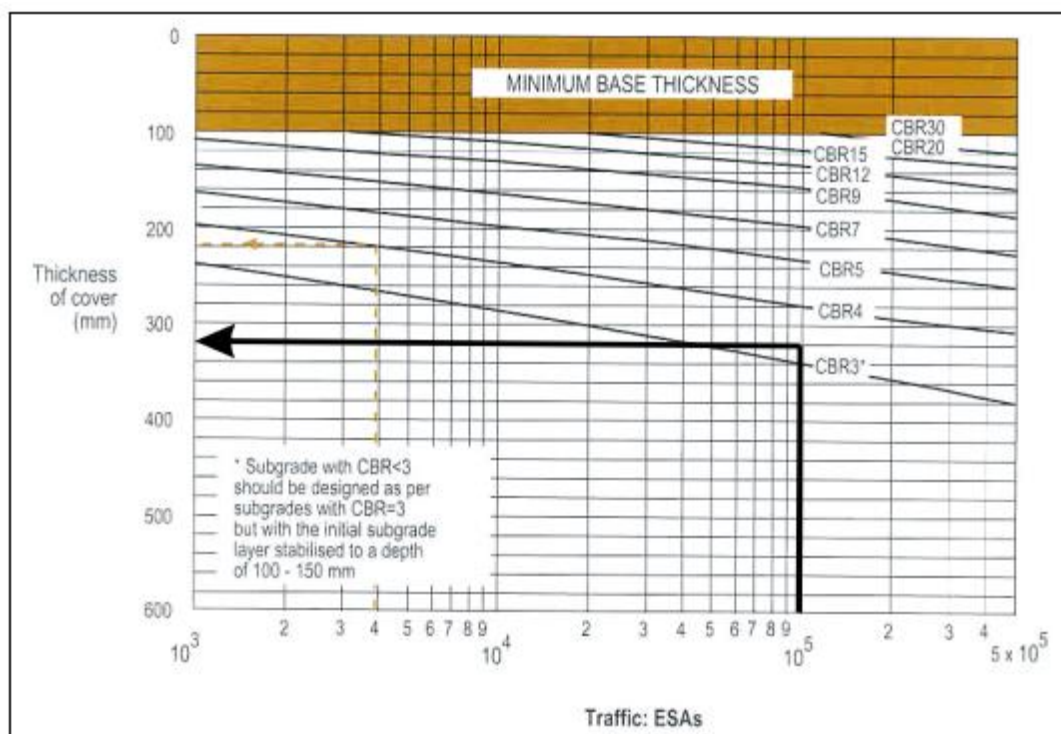
Nel caso in esame il metodo proposto è quello contenuto nelle norme tecniche australiane, basato su un apposito abaco di progetto come mostrato nella figura seguente che richiede i seguenti dati:

- portanza del sottofondo, espressa dall'indice CBR;
- traffico cumulato nel corso della vita utile, espresso in ESA da 80 kN;
- grado probabilistico di affidabilità dei risultati: con un percentile pari all'80% si ha un rischio di ricostruzione della sovrastruttura, prima del termine della vita utile, pari al 20%.

Considerando i seguenti dati di progetto:

- CBR del sottofondo: 3.33;
- traffico: 100.000 ESA da 80 kN;
- grado di affidabilità: 80%.

Dal nomogramma in figura si ottiene uno spessore di progetto dello strato di base pari a **320 mm**.



Conclusioni

In base ad i risultati ottenuti nel precedente paragrafo, è possibile osservare che lo spessore minimo del pacchetto di pavimentazione considerando i dati valori di input, è di **320 mm**. Dal paragrafo 2 si osserva che lo spessore dei tratti di pavimentazione è sempre superiore a tale valore, consentendo di assentire che detta sovrastruttura risulta correttamente dimensionata per il passaggio degli utenti della ciclovia, ivi compresi i mezzi dedicati alla manutenzione e, in caso di esigenza, ai mezzi di soccorso.