PROVINCIA DELLA SPEZIA

COMUNE DELLA SPEZIA

PROGETTO :

Progetto di sistemazione di area in loc.Pomara – Varisella

da eseguirsi nel Comune di LA SPEZIA (SP) LOC. POMARA VARISELLA

DATI CATASTALI: foglio n. 52 mapp. 1093 – 147 – 1001 – 1002

Proprietà Committente:

C.R.A. Centro Recupero Ambientale srl
P.IVA. **01463540110**
con sede in **Follo** (**SP**) via **XXV Aprile 2a** cap. **19020**
rappresentata dal L.R. sig. **Pellegrini Michele** nato a La Spezia il 07/03/1978

PROGETTO ESECUTIVO DELLE STRUTTURE

RELAZIONE DESCRITTIVA DELLE STRUTTURE

GEOTECNICA – FONDAZIONI

ALLEGATI DI CALCOLO

PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

Progettista delle Strutture:
Ing.Michele Corradi
Ordine Ingegneri della Spezia n. A1076

Per presa visione il DL Strutture

…….

……..

Il Committente:

Data: maggio 2018

…….

1. ELABORATI DI RIFERIMENTO

Costituiscono parte integrante del Progetto Esecutivo delle Strutture, oltre alla presente, i seguenti elaborati progettuali:

- PROGETTO ESECUTIVO DELLE STRUTTURE – 1 Elaborato grafico
- Elaborati architettonici autorizzati di riferimento a firma del arch. LUPI STEFANO
- Studio Geologico a cura della Dott. Geol. Angela Sartelli.

2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento in oggetto prevede la sistemazione di una area esterna adiacente in loc. Pomara – Varisella per la quale è prevista la realizzazione di un riempimento in terra naturale a livello dell'attuale piazzale, avente altezza massima che non supera i 5 metri. Solo in corrispondenza della sezione di progetto C-C si avrà un'altezza esterna maggiore del fronte esterno del nuovo rilevato a causa della conformazione attuale del terreno, la cui scarpata sarà risagomata e omogeneizzata con il nuovo rilevato stesso.

Il fronte esterno del nuovo rilevato avrà una pendenza di circa 66 gradi e sarà realizzato mediante l'inserimento di una fascia di terre rinforzate tradizionali come da elaborati grafici allegati.

Il presente intervento è stato valutato e progettato in funzione della vigente classificazione sismica del territorio regionale della Liguria e dell'introduzione del Comune di LA SPEZIA dal D.G.R.Liguria n. 216 del 13-03-2017 in zona sismica 3.

La progettazione e verifica della struttura viene eseguita, in ottemperanza alle disposizioni normative vigenti, secondo quanto prescritto dalle NTC 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) Decreto del ministero delle Infrastrutture del 17 gennaio 2018, pubblicate in Gazzetta Ufficiale il 20 febbraio 2017 ed entrate in vigore in data 22.03.2018.

Il presente progetto, per le caratteristiche dell'intervento previsto, si configura come intervento di OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI.

3. VALUTAZIONI IDROGEOLOGICHE E GEOTECNICHE- FONDAZIONI

Per quanto riguarda gli aspetti geologici, idrogeologici e idraulici relativi al sito di intervento si rimanda allo studio geologico allegato eseguito a cura e firma della Dr.Geologa Angela Sartelli.

Sulla base delle osservazioni geologico – morfologiche e delle indagini geognostiche eseguite in situ si evince quanto segue.

Morfologia e idrografia

La zona d'intervento e situata in localita Pomara, nel Comune di La Spezia, ad una quota

media di circa 50 metri slm, su di un versante terrazzato esposto a Est.

Il sito è collocato in un pendio avente una inclinazione media, con andamento terrazzato.

L'areale si presenta intensamente antropizzato nella zona di fondovalle e scarsamente nei rilievi circostanti.

Sul sito direttamente interessato dai lavori l'idrografia superficiale e assente, e le acque piovane che non s'infiltrano scorrono a valle senza creare ristagni od erosione.

E' presente un impluvio a Sud del del sito, che scorre in direzione Est, tombinato nella parte inferiore.

Geologia

Dal punto di vista geologico, il substrato litoide è rappresentato dalle Quarziti e filladi, appartenenti all'unita tettonica di Massa, ed in particolare al Gruppo del Verrucano.

Detta formazione e litologicamente costituita quarziti grigio rosate ben stratificate, talora conlivelletti basali microanagenitici; nella parte alta alle quarziti si intercalano filladi e metasiltiti grigie o verdastro-violacee (Carnico).

Sul sito di studio il substrato non è direttamente visibile perchè ricoperto da un iniziale strato di riporto compattato, seguito da uno strato detritico limoso-argilloso. Il substrato è visibile poco piu a Sud del sito lungo strade di accesso privato ed alla base di alcune fasce terrazzate.

Il substrato si presenta in scadenti condizioni di conservazione ed appare molto alterato, in alcuni casi assimilabile a detrito.

Dalle prove eseguite in sito, emerge che i primi 60 cm sono costituiti da riporto compattato, seguito da un deposito detritico costituito da limo argillosa con la presenza di clasti il cui spessore varia dai 10 ai 12 m di profondita. A tale deposito fa seguito il substrato quarzitico, inizialmente alterato per circa 3.

Idrogeologia

Circa le caratteristiche idrogeologiche, il deposito detritico è caratterizzato da una media permeabilità per porosita, in funzione della matrice limosa presente nel deposito. Il substrato è poco permeabile per fratturazione.

Durante le indagini geognostiche è stata rilevata una falda posta all'interfaccia tra il substrato substrato ed il detrito, ad una profondita variabile in base alla posizione sul versante.

Geomorfologia

Dal punto di vista geomorfologico l'areale indagato non presenta indizi di movimenti

gravitativi in atto o avvenuti in passato, quali la presenza di terreno ribassato, aperture ecc..

Inoltre, anche da un'osservazione degli edifici ubicati nell'areale, al di là delle vetustà di alcuni, non presentano indizi riferibile a movimenti gravitativi.

Stratigrafia e parametri geotecnici

Nello specifico sono stati distinti quattro livelli litostratigrafici come di seguito indicati con le relative caratteristiche geotecniche:

Strato	Prof. (m)	Prof. (m)	Spess. (m)	Φ (°)	Cu (kg/cmq)	γ (t/mc)	Descrizione
1	0	0,6	0,6	37	0	2	Riporto
2	0,6	12	11,4	28	0	1,6	Limo argilloso
3	12	15	3	21	0,16	2,2	Substrato alterato
4	15	oltre		27	0,22	2,4	Substrato

Conclusioni geotecniche

Lo studio geologico conferma la fattibilità geologica del progetto di sistemazione dell'area. Gli interventi in progetto riguardano la riprofilatura del versante con il riempimento del piazzale e la messa in opera di terre armate a protezione della scarpata.

Per tali opere sarà sistemato il materiale scaricato in strati di circa 60 cm di spessore, adeguatamente compattati con mezzo meccanico, in modo da ottenere buoni parametri di resistenza ed evitare eccessivi assestamenti.

Per evitare che l'acqua d'infiltrazione possa instaurare accumuli idrici, e quindi sovrapressioni, e necessario realizzare un sistema drenante alla base del riporto composto da un letto drenante di circa 20 cm di spessore e/o trincee drenanti.

Su tutta la zona dovra essere predisposta, curata e mantenuta in efficienza la regimazione idrica delle acque meteoriche di scorrmento superficiale convogliandole direttamente alla rete di scolo esistente evitandone la dispersione nel sottosuolo.

Il fronte della scarpata del nuovo rilevato sarà ultimato con la semina di essenze erbacee ed arbustive antierosione e successivamente essenze vegetali arboree.

Il piano di fondazione delle terre armate sarà il piu omogeneo possibile eliminando o bonificando eventuali sacche o lenti di materiale molto compressibile, sostituendo queste ultime con ghiaia e ghiaietto compattati.

A tergo delle terre armate sarà predisposto adeguato drenaggio per lo smaltimento delle

acque di infiltrazione ed evitare così sovrapressioni.

Alle superfici così sistemate dovrà essere fornita idonea pendenza laterale per lo smaltimento delle acque piovane verso le reti di scolo naturali.

Nel rispetto delle modalità realizzative suggerite non si ravvisano, per quanto di competenza, prescrizioni particolari se non le usuali cautele di cantiere; in ogni caso, tutti gli

interventi dovranno essere attentamente verificati in fase di esecuzione lavori e adattati alle situazioni che dovessero risultare difformi da quanto previsto.

Opere di fondazione

Le nuove opere saranno completamente fondate all'interno dello strato superficiale . Eventuali lenti di materiale sciolto presenti in corrispondenza del piano di posa, dovranno essere rimosse e bonificate secondo le indicazioni della Direzione Lavori mediante la posa di strati sovrapposti di 30 cm di materiale ghiaioso rullato e compattato.

Le caratteristiche del rilevato in progetto consentono di avere carichi uniformemente distribuiti sul piano di campagna attuale, assumibili, da valutazioni semplificate e a favore di sicurezza in massimo 1,5 kg/cmq, inferiori alle tensioni ammissibili sul terreno stesso.

Calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione

Ipotizzando l'intestazione delle fondazioni nello strato sabbioso a quota piano campagna, l'analisi di stabilità viene eseguita a favore di sicurezza in "condizioni drenate" per le quali l'inviluppo di rottura è individuato come di seguito:

$$C' = 0$$

$$\varphi' \neq 0$$

dove:

C' = Coesione in termini di tensioni efficaci

φ' = Angolo di resistenza in termini di tensioni efficaci

È quindi possibile calcolare la capacità portante limite facendo riferimento all'espressione proposta da Terzaghi (1943) sotto indicata.

$$Q = c\ Nc\ sc + q_0\ Nq + 0{,}5\ \gamma\ B\ N\gamma\ s\gamma$$

con:

Q	=	carico limite
c	=	coesione
Nc; Nq; Nγ	=	fattori di capacità portante
sc; sγ	=	fattori di forma

D = approfondimento del piano di posa della fondazione

γ = peso di volume del terreno

q_0 = sovraccarico agente ai bordi della fondazione γ x D

B = larghezza fondazione

Considerando a favore di sicurezza una fondazione nastriforme larga 3 m (condizione a favore di sicurezza), impostata ad una profondità media D pari a 0.20 m da p.c. ed i seguenti parametri geotecnici:

C = 0 Kg/cm^2

φ = 28 °

γ = 2.00 t/m^3

che rimangono inalterati applicando i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno come indicati dal D.M.2008 – APPROCCIO 2

si ottengono dunque i seguenti fattori di forma e di capacità portante:

sc	=	1+0,2 B / L	= 1
sγ	=	1– 0,2 B / L	= 1
Nc	=	(Nq -1) cot φ	= 31.61
Nq	=	$[e^{(0,75\,\pi - {}^{*}\varphi/2)\tan\varphi}]^2 / 2\cos^2(45 + \varphi/2)$	= 17.80 con $^{*}\varphi$ espresso in radianti
Nγ	=	1,1 (Nq – 1) tan (1,3 φ)	= 13.63 *Spangler e Handy (1988)*.

Q lim.
4.80 kg/cmq

Come indicato dal DM 17.01.2018 tab. 6.4.I la capacità portante viene ridotta tramite il coefficiente parziale (R3) γr=2.3

Q' lim.
2.09 kg/cmq

CLASSIFICAZIONE SISMICA

Dal punto di vista sismico la zona di appartenenza del Comune di LA SPEZIA è la zona 3.

In funzione della tipologia di suolo come indicato dallo studio geologico si assume per il terreno in sito la **tipologia B**.

In accordo con il D.M. 14/01/08, la pericolosità sismica di base, riferita al nodo di riferimento in esame ed al TR (compreso fra 30 e 975 anni) è stata ottenuta utilizzando il software Geostru (vedi sito internet) che permette di ricavare i seguenti parametri sismici:

o **ag** (accelerazione orizzontale massima al sito),

o **Fo** (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale),

o **Tc** (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale)

necessari alla definizione delle forme spettrali per il sito oggetto di studio in relazione ali Stati Limite di Esercizio **SLO** (stato limite di operatività), **SLD** (Stato Limite di Danno) ed agli Stati Limite Ultimi **SLV** (stato di salvaguardia della Vita), **SLC** (Stato limite di prevenzione del Collasso):

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente S = Ss*St (3.2.5)

Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale

Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Considerata la morfologia del versante sul quale insiste l'area di studio, si ritiene che la sua categoria topografica di appartenenza sia **T2 con coefficiente topografico** St sia pari ad 1,2.

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	**50.0**	**1.0**	**50.0**	**B**	**T2**

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosita sismica di base" del sito di costruzione, che e descritta dalla probabilita che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" VR espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entita almeno pari ad un valore prefissato; la probabilita e denominata "Probabilita di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" PVR.

La pericolosita sismica e definita in termini di:

-accelerazione orizzontale massima attesa "ag" in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale categoria T1;
-ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se(T), con riferimento a prefissate probabilita di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite ultimi (SLU) dinamici sono:
• Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
• Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono:
• Stato Limite di Operativita (SLO)
• Stato Limite di Danno (SLD)

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 e del D.M 17 gennaio 2018, infatti, la stima della pericolosita sismica viene definita mediante un approccio “sito dipendente”; l’azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi *stati* limite presi in considerazione viene definita partendo dalla “pericolosita di base” del sito di costruzione, che e l’elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell’azione sismica.

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilita di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:
• ag accelerazione orizzontale massima al sito;
• Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
• T*C periodo di inizio del tratto a velocita costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

PARAMETRI SISMICI
Sito in esame.
latitudine: 44,102153
longitudine: 9,88865
Classe: 2
Vita nominale: 50
Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T2
Periodo di riferimento: 50anni
Coefficiente cu: 1

Operativita (SLO):
Probabilita di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,042 g
Fo: 2,520
Tc*: 0,226 [s]

Danno (SLD):
Probabilita di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,052 g
Fo: 2,514
Tc*: 0,245 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilita di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,127 g
Fo: 2,407
Tc*: 0,291 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):
Probabilita di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,164 g
Fo: 2,375
Tc*: 0,299 [s]

Coefficienti Sismici Stabilita dei pendii
SLO:
Ss: 1,200
Cc: 1,480
St: 1,200
Kh: 0,012
Kv: 0,006
Amax: 0,588
Beta: 0,200

SLD:
Ss: 1,200
Cc: 1,460
St: 1,200
Kh: 0,015
Kv: 0,008
Amax: 0,736
Beta: 0,200

SLV:
Ss: 1,200
Cc: 1,410
St: 1,200
Kh: 0,044
Kv: 0,022
Amax: 1,798
Beta: 0,240

SLC:
Ss: 1,200
Cc: 1,400
St: 1,200
Kh: 0,057
Kv: 0,028
Amax: 2,318
Beta: 0,240

4. VERIFICA TERRE RINFORZATE

La terra rinforzata è una tecnica costruttiva ormai conosciuta e di comune utilizzo nella progettazione di opere di sostegno, in sostituzione di strutture tradizionali.

Le terre rinforzate trovano applicazione nella stabilizzazione di pendii, nelle costruzioni di rilevati stradali e ferroviari ed in tutte quelle strutture di contenimento a cui si desideri associare un perfetto inserimento nell'ambiente circostante.

Il rinforzo del terreno con l'inserimento di geogriglie permette di realizzare rilevati in terra con paramento fortemente inclinato, completamente rinverdibile.

Per la verifica della stabilità di rilevati in terra rinforzata, è possibile riferirsi a due differenti approcci concettuali: l'analisi all'equilibrio limite e l'analisi allo stato limite.

Equilibrio limite

L'analisi all'equilibrio limite si riferisce ad uno stato nel quale il sistema rinforzato è esattamente al punto di collasso. Tale collasso può essere dovuto a rottura o sfilamento dei rinforzi o a scivolamento diretto della massa rinforzata lungo l'interfaccia geogriglia/terreno o terreno/terreno alla base. Per analizzare il fenomeno di rottura o di sfilamento dei rinforzi viene esaminato un meccanismo di scorrimento rotazionale, considerando superfici di scivolamento emergenti al piede o lungo il fronte del rilevato e, potenzialmente, estese anche all'interno del terreno retrostante. Per valutare il fenomeno di scivolamento diretto, viene considerato un meccanismo di scorrimento traslativo. Per la verifica della stabilità del terreno di fondazione, vengono infine considerate superfici di scorrimento rotazionale profonde. Vengono definiti dei fattori di sicurezza per la resistenza dei rinforzi, lo sfilamento degli stessi e lo scivolamento diretto alla base.

Stato limite

I principi dello stato limite possono essere applicati alla progettazione di rilevati in terra rinforzata, versanti e fondazioni di rilevati o altre simili strutture resilienti. I due stati limite considerati nella progettazione sono lo stato limite ultimo e lo stato limite di servizio.

Il British Standard 8006 : 1995 'Code of practice for strengthened / reinforced soils and other fills' è divenuto nel corso degli ultimi anni il testo di riferimento per questo tipo di analisi nel caso di terre rinforzate. Lo stato limite ultimo è associato al collasso o altre forme similari di cedimento strutturale. L'impiego di fattori parziali per le caratteristiche dei materiali e per i carichi assicura il raggiungimento degli opportuni fattori di sicurezza. Lo stato limite di servizio viene raggiunto se la grandezza delle deformazioni che avvengono durante la vita utile di progetto dell'opera eccedono determinati limiti previsti o se la fruibilità della struttura viene da esse inficiata in qualsiasi modo. In

ogni caso, l'obiettivo della verifica di stabilità è assicurare che, nella vita di progetto fissata, l'opera non possa andare incontro a fenomeni di cedimento strutturale.

Devono quindi essere eseguite delle verifiche di stabilità interna dell'opera, da abbinare poi alle normali verifiche di stabilità esterna e globale.

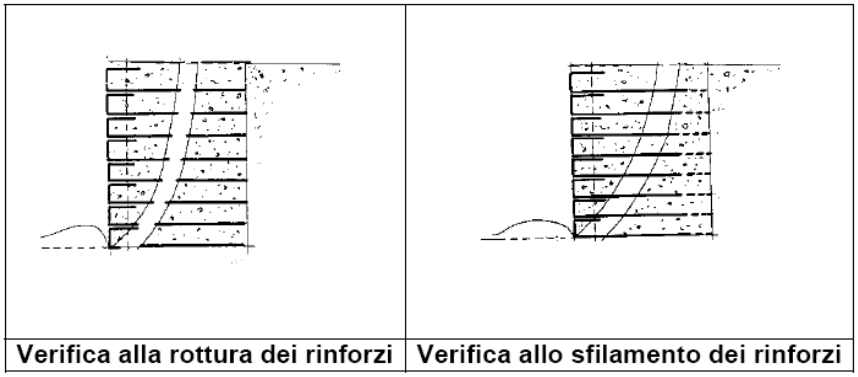


Figura 1 – Verifiche di stabilità interna delle opere in terra rinforzata

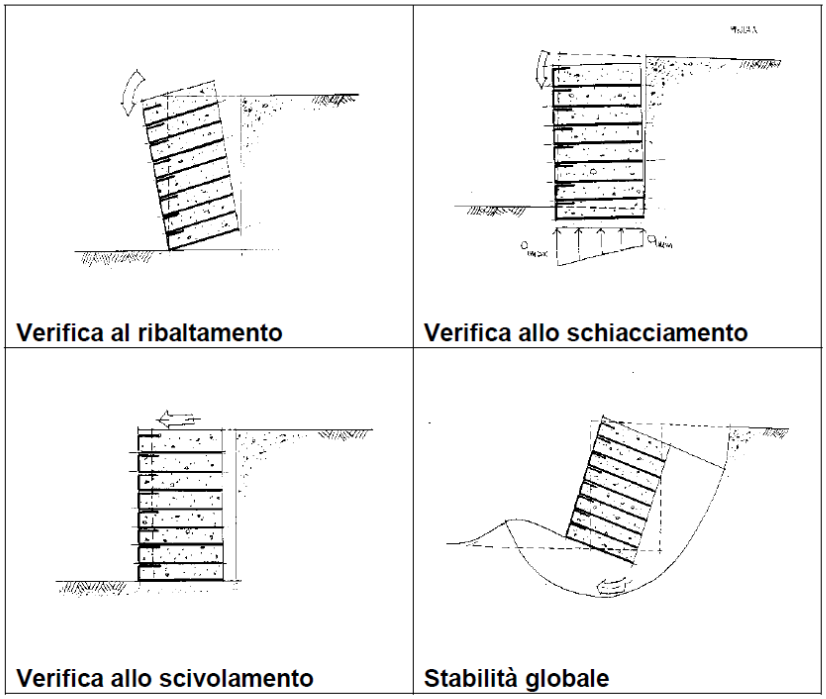


Figura 2 – Verifiche di stabilità esterna

Analisi di stabilità interna

Questa analisi viene effettuata per determinare la resistenza di ciascun elemento di rinforzo necessaria ad assicurare che la massa rinforzata sia stabile nei confronti di un potenziale collasso interno, dovuto al peso proprio e all'eventuale sovraccarico gravante sull'opera.

Per una determinata geometria, distribuzione delle pressioni neutre e caratteristiche del terreno di riempimento (angolo di attrito interno e peso di volume) viene quindi identificata la resistenza a trazione del geosintetico necessaria a resistere alla spinta attiva laterale del terreno calcolata in

corrispondenza del paramento frontale, in modo da evitare così lo scivolamento del terreno stesso lungo le superfici potenziali di scorrimento emergenti dal fronte del rilevato. L'efficacia del rinforzo è assicurata grazie ad un opportuno ancoraggio del geosintetico nel terreno stabile retrostante, la cui lunghezza viene a propria volta dimensionata. L'ultimo parametro di output della verifica è la spaziatura dei rinforzi, ovvero lo spessore dei singoli strati rinforzati.

Parametri progettuali per il terreno di riempimento

Il terreno è un materiale che presenta una resistenza variabile in funzione della densità e del grado di pressione effettiva. La scelta dei valori di resistenza al taglio e di peso di volume del terreno di riempimento dei rilevati rinforzati è essenziale per una buona riuscita della progettazione. L'angolo di resistenza al taglio di progetto da assegnare al terreno dovrebbe derivare da un'analisi di compatibilità del sistema rinforzoterreno, che tenga conto delle rispettive caratteristiche di deformabilità sotto carico.
In ogni caso, l'assunzione per il terreno dell'angolo di resistenza al taglio allo stato critico permette di lavorare con tutti gli opportuni margini di sicurezza ed è quindi la scelta più utilizzata.

Per la parametrizzazione geotecnica dei terreni da utilizzare per il riempimento, si può indicativamente far riferimento al seguente diagramma (N.A.V.F.A.C. 1971) considerando tale materiale appartenete alla classe granulometrica GP di U. S. C. S. (ghiaia poco selezionata miscele di ghiaia e sabbia, con o senza fini) con una densità relativa cautelativa del 25% (solo accatastamento del materiale senza compattazione alcuna), si ottiene un valore di angolo di attrito di 32° con un peso di volume naturale di 1.8 t/m3.

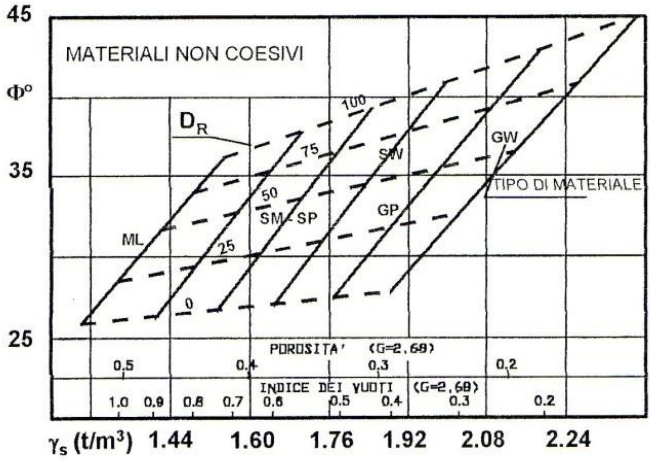


Diagramma NAVFAC 1971

Circa il modulo di deformazione (Ey) esso può essere indicativamente considerato, vista la peculiare natura grossolana del materiale, compreso tra 300 Kg/cm^2 per una ghiaia sciolta a

1500Kg/cm2 per ghiaia molto addensata.

In sintesi i parametri geotecnici ipotizzati per i materiali di riempimento sono i seguenti (a favore di sicurezza):

- γ = 1.8 t/m^3
- φ = 30 °
- C = 0.00 Kg/cm^2
- Ey = 300 Kg/cm^2

AZIONI PREVISTE SULLE STRUTTURE

CARICHI VERTICALI PERMANENTI:

SPINTA DEL TERRAPIENO LATO MONTE COME DA VERIFICHE

SOVRACCARICHI VERTICALI ACCIDENTALI:

Sovraccarico accidentale 300 kg/mq carrabile leggero

Verifiche del rilevato in terra rinforzata

Di seguito viene riportata la verifica del rilevato in progetto realizzato in terra rinforzata considerando l'altezza massima del terrapieno pari a 7 m e pendenza pari a quella massima prevista di 66°, comprensiva delle verifiche di stabilità globale del corpo rilevato, le classiche verifiche a scorrimento, schiacciamento e ribaltamento. Viene poi condotta la verifica a stabilità del rilevato e la verifica dei rinforzi come in precedenza descritto utilizzando il metodo dell'equilibrio limite e il software GRETA12.0 della Aztec Informatica s.r.l. - Corso Umberto I, 43 – 87050 Casole Bruzio (CS) - P.I.: 03008010781.

DATI DI INPUT

Angolo di resistenza a taglio	30	°
Peso unità di volume	18.0	KN/m³
Altezza terra armata	7	m
Angolo inclinazione terrapieno superiore	0	°
Passo rinforzi	0.6	m
Attrito suolo-rinforzo	22	°
Attrito suolo fondazione-muro	26	°
Profondità piano posa fondazione	0.3	m
Sovraccarico sul muro	300	Kg/m²

Tipo di rinforzo introdotto: geogriglia tessuta GGR tipo PAVIROCK TPV 55/20

Si allega scheda tecnica:

CE

PAVIROCK TPV 55/20

PRODUZIONE STANDARD — VIGANO' PAVITEX S.P.A.

SCHEDA TECNICA STANDARD: Rev 114
DESCRIZIONE: Geogriglia tessuta (GGR)
COMPOSIZIONE: Poliestere rivestito di PVC

		VALORE	NORMA
CARATTERISTICHE FISICHE			
Apertura della maglia	mm	**25x25**	-
CARATTERISTICHE MECCANICHE			
Resistenza a trazione longitudinale MD	kN/m	**55,0**	EN ISO 10319
Resistenza a trazione trasversale CMD	kN/m	**20,0**	EN ISO 10319
Allungamento a carico max longitudinale MD	%	**12,0**	EN ISO 10319
Allungamento a carico max trasversale CMD	%	**12,0**	EN ISO 10319

DURABILITA'
Conservare il prodotto nella confezione fino al momento dell'applicazione
Da ricoprire entro 2 settimane dalla installazione (EN 12224)
Previsione di durabilità minima in terreni con 4≤pH≤9 e T≤25° non inferiore a 25 anni (EN ISO 12447)

NOTE
Sono indicati i valori nominali desunti dalla elaborazione statistica delle prove di laboratorio eseguite sul prodotto
Il livello di confidenza è del 95%, tenuto conto delle tolleranze dichiarate dall'azienda secondo la normativa CE
I valori sono garantiti dalla Viganò Pavitex S.p.A., il cui Sistema Qualità è certificato secondo UNI EN ISO 9001
Viganò Pavitex S.p.A. si riserva il diritto di aggiornare i dati indicati in qualsiasi momento e senza preavviso
Per specifici lotti di produzione è possibile garantire prestazioni migliori da quelle indicate nella presente scheda
Tolleranze sulle misure dei rotoli: ± 5%

Viganò Pavitex S.p.A. - Via Carlinga 35, 24035 Curno (BG)
Tel +39 035 20 19 11 - Fax +39 035 20 19 36 - www.pavitex.com - geo.it@pavitex.com
Azienda con Sistema di Gestione per la Qualità certificato ISO 9001

PAVITEX®

premessa

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite le NTC 2008 è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.
I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ. In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.
Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.
I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio *(W)*, carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura *(R e C)* e resistenza per coesione lungo la parete *(A)*;
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.
La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.
Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.
Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata *z*. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).
La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.
Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta *S'* considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \text{arctg}(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h.
In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità:

$$\theta = \text{arctg}[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata:

$$\theta = \text{arctg}[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta *S* la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente *A* vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta\cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente *A* si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ.
Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente *A* viene posto pari a 1.
Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.
Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \qquad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove *W* è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.
Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifiche

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r.
Eseguendo il calcolo mediante le NTC 2008 si può impostare $\eta_r >= 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente diseguaglianza

$$M_s / M_r >= \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta *S*, dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.
Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s
Eseguendo il calcolo mediante le NTC 2008 - AP 1 si può impostare $\eta_s >= 1.0$

$$F_r / F_s >= \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.
La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta *N* la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \, tg \, \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 percento.
Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f, diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q. Cioè, detto Q_u, il carico limite ed *R* la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R >= \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante le NTC 2008 - AP 1 si può impostare $\eta_q >= 1.0$
Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c\, N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Indicando con:
c, la coesione del terreno in fondazione;
ϕ, l'angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ, il peso di volume del terreno in fondazione;
B, la larghezza della fondazione;
D, la profondità del piano di posa;
q, la pressione geostatica alla quota del piano di posa.
N_c, N_q, N_γ, i coefficienti di capacità portante;
d_c, d_q, d_γ, i fattori di profondità;
i_c, i_q, i_γ, i fattori di inclinazione del carico;

Fattori di capacità portante

$N_q = e^{\pi\, tg\, \phi}\, tg^2(45° + \phi/2)$

$N_c = (N_q - 1)\, ctg\, \phi$

$N_\gamma = [\, N_q - 1\,]\, tg\, (1.4\phi)$

Fattori di profondità
Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$K_p = tg^2(45° + \phi/2)$

$d_q = 1 + 0.2\, D\, K_p^{0.5} / B$

$d_q = d_\gamma = 1$ per $\phi = 0$

$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\, D\, K_p^{0.5} / B$ per $\phi > 0$

Fattori di inclinazione
Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$i_c = i_q = (1 - \theta°/90)^2$

$i_\gamma = (1 - \theta°/\phi°)^2$ per $\phi > 0$

$i_\gamma = 0$ per $\phi = 0$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante le NTC 2008 si può impostare $\eta_g >= 1.1$
Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\Sigma_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) tg\phi_i}{m} \right)}{\Sigma_i W_i \sin\alpha_i}$$

dove il termine *m* è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{tg\phi_i tg\alpha_i}{\eta}\right) \cos\alpha_i$$

In questa espressione *n* è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.
L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine *m* che è funzione di η. Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di *m* ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Verifiche interne

Le verifiche interne riguardano la determinazione del non superamento delle resistenze date dai rinforzi per i meccanismi di:
- scorrimento diretto;
- sfilamento;
- resistenza a trazione.

Con S verrà indicata la spinta agente alla quota del rinforzo considerato.

La verifica a scorrimento diretto consiste nell'assicurare una lunghezza del rinforzo tale da scongiurare lo scivolamento del blocco di terra armata al di sopra del rinforzo stesso. La resistenza allo scorrimento lungo un elemento di rinforzo è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{scor} = \sigma'_v \, f_{ds} \tan \phi'$$

con f_{ds} coeff. di resistenza allo scorrimento.

In termini di forza si ha:

$$T_{scor} = L_{scor} \times B \times \tau_{scor}$$

L_{scor}: Lunghezza del rinforzo;
B: Larghezza del rinforzo (pari ad 1 metro).

La verifica è soddisfatta se:

$$T_{scor}/S >= FS_{scor}$$

La verifica a sfilamento consiste nell'assicurare una lunghezza del rinforzo tale da scongiurare lo sfilamento del rinforzo dalla terra armata. La resistenza allo sfilamento lungo un elemento di rinforzo è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{sfil} = \sigma'_v \times f_{po} \times \tan \phi'$$

con f_{po} coeff. di resistenza allo sfilamento.
In termini di forza si ha:

$$T_{sfil} = L_{sfil} \times B \times 2 \, \tau_{sfil}$$

L_{sfil}: Lunghezza del rinforzo;
B: Larghezza del rinforzo (pari ad 1 metro).

La verifica è soddisfatta se:

$$T_{sfil}/S >= FS_{sfil}$$

La verifica a trazione consiste nell'assicurare che la tensione nel rinforzo non superi quella ammissibile. La verifica è soddisfatta se:

$$P / T >= FS_{traz}$$

con P resistenza ammissibile impiegata per il dimensionamento:

$$P = LTDS / (FS_{giunzione} \times FS_{chimico} \times FS_{biologico} \times FS_{danni\ ambientali})$$

LTDS: resistenza di progetto a lungo termine;
T: sforzo agente nel rinforzo.

La *verifica del risvolto* consiste nel prevenire spanciamenti della facciata. La resistenza allo scorrimento del risvolto è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{scor,risv} = \sigma'_v f_{ds} \tan \phi'$$

con f_{ds} coeff. di resistenza allo scorrimento.

In termini di forza si ha:

$$T_{scor,risv} = L_{risv} \times B \times \tau_{scor,risv}$$

L_{risv}: Lunghezza del rinforzo;
B: Larghezza del rinforzo (pari ad 1 metro).

La verifica è soddisfatta se:

$$T_{scor,risv}/S >= FS_{scor}$$

Verifiche composte

Le verifiche composte riguardano la ricerca dei cinematismi di rottura che riguardano l'insieme terreno rinforzi. Il programma analizza delle famiglie di superfici circolari.
Il calcolo del fattore di sicurezza della superficie circolare è effettuato con il metodo delle strisce tenendo conto del contributo di resistenza dei rinforzi contenuti.

Dati

Normativa

Spinte e verifiche secondo: N.T.C. 2018

Simbologia adottata

γ_{Gsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$ Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*EQU*	*A1*	*A2*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0.90	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.10	1.30	1.00
Permanenti NS	Favorevole	γ_{Gfav}	0.00	0.00	0.00
Permanenti NS	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.50	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.50	1.30
Variabili TF	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili TF	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.35	1.15

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*EQU*	*A1*	*A2*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Verifiche esterne - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Verifiche interne - Coefficienti di sicurezza richiesti

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento dei rinforzi	1.50
Coefficiente di sicurezza allo sfilamento del rinforzo	3.00
Coefficiente di sicurezza alla trazione del rinforzo	1.30
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento del risvolto	1.30

Verifiche compound - Coefficienti di sicurezza richiesti

Coefficiente di sicurezza alla stabilità locale	1.30
Coefficiente di sicurezza alla stabilità locale sismica	1.30

Descrizione terreni

Caratteristiche fisico meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in [°]
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in [°]
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cmq]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cmq]

Descrizione	γ	γsat	ϕ	δ	c	ca
	[kg/mc]	*[kg/mc]*	*[°]*	*[°]*	*[kg/cmq]*	*[kg/cmq]*
Terreno 1	1800,00	2000,00	30.000	20.000	0,000	0,000

Profilo terreno

Caratteristiche rinforzi

Simbologia adottata
Rinforzo Identificativo del rinforzo
LTDS Resistenza di progetto di lungo termine, espresso in [kg/m]
FS_{DG} Fattore di sicurezza per danni di giunzione
FS_{DC} Fattore di sicurezza per danni chimici
FS_{DB} Fattore di sicurezza per danni biologici
FS_{DA} Fattore di sicurezza per danni ambientali
$LTDS_A$ Resistenza di progetto di lungo termine ammissibile, espresso in [kg/m]

Rinforzo	LTDS	FS_{DG}	FS_{DC}	FS_{DB}	FS_{DA}	$LTDS_A$
	[kg/m]					*[kg/m]*
rinforzo 1	5500,00	1.1	1.1	1.1	1.30	2889,67

Materiale di riempimento della terra armata: **Terreno 1**

Descrizione rinforzi della Terra armata

Simbologia adottata
n° Indice rinforzo
Y Quota del rinforzo
Rinforzo Identificativo del rinforzo
L Lunghezza del rinforzo, espresso in [m]
Lrv Lunghezza tratto di risvolto verticale (facciata del risvolto), espresso in [m]
Lro Lunghezza tratto di risvolto orizzontale (interno del risvolto), espresso in [m]
Fds Parametro di interazione rinforzo-terra utilizzato per la verifica interna a scorrimento diretto
Fpo Parametro di interazione rinforzo-terra utilizzato per la verifica interna a sfilamento del rinforzo dal terreno

n°	Y	Rinforzo	L	Lrv	Lro	Fds	Fpo
	[m]		*[m]*	*[m]*	*[m]*		
1	-0.60	rinforzo 1	3,00	0,05	2,50	0,90	0,90
2	-1,20	rinforzo 1	3,00	0,60	2,50	0,90	0,90
3	-1,80	rinforzo 1	3,00	0,60	2,50	0,90	0,90
4	-2,40	rinforzo 1	3,00	0,60	2,50	0,90	0,90
5	-3,00	rinforzo 1	3,00	0,60	2,50	0,90	0,90
6	-3,60	rinforzo 1	3,00	0,60	2,50	0,90	0,90
6	-4,20	rinforzo 1	3,00	0,60	2,50	0,90	0,90
6	-4,80	rinforzo 1	3,00	0,60	2,50	0,90	0,90
6	-5,40	rinforzo 1	3,00	0,60	2,50	0,90	0,90
6	-6,00	rinforzo 1	3,00	0,60	2,50	0,90	0,90
6	-6,60	rinforzo 1	3,00	0,60	2,50	0,90	0,90
6	-7,20	rinforzo 1	3,00	0,60	2,50	0,90	0,90

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate
Carichi verticali positivi verso il basso.
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kg/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato
Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2	Coefficienti di combinazione

Condizione n° 1 - Condizione 1 * VARIABILE - (Condizione 1)

Carichi distribuiti

X_i	X_f	Q_i	Q_f
[m]	*[m]*	*[kg/m]*	*[kg/m]*
0,00	9,00	300,00	300,00

Coeff. di combinazione

Ic	Descrizione	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
1	Condizione 1	0.70	0.50	0.20

Dati parametri sisma

Descrizione	Simbolo	Tipo	SLU	SLE	U.M.
Accelerazione al suolo	a_g		0.15	0.15	[m/s^2]
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F_0		2.43	2.43	
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.37	0.37	[s]
Tipo di sottosuolo e Coefficiente stratigrafico	S_S	B	1.60	1.60	
Categoria topografica e Coefficiente amplificazione topografica	S_T	T2	1.20	1.20	
Coefficiente di riduzione	β_m		0.18	0.18	

Intensità sismica Verticale/Orizzontale 0.50

Opzioni di calcolo

Le verifiche di capacità portante sono state eseguite con il metodo di MEYERHOF.
Le verifiche di stabilità globale e di compound sono state eseguite con il metodo di BISHOP.
Per le verifiche interne sono stati analizzati i meccanismi:
- rottura planare
- rottura doppio cuneo
- rottura superficie curvilinea (Circolare)

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - SLU (Caso A1-M1)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.30	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - SLU (Caso A1-M1)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.30	1.00	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Spinta terreno	1.30	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - SLU (Caso A1-M1)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.30	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - SLU (Caso A2-M2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.30	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - SLU (Caso A2-M2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - SLU (Caso A2-M2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	0.90	1.00	Favorevole
Spinta terreno	1.10	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	0.90	1.00	Favorevole
Spinta terreno	1.10	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - EQU - Sisma Vert. positivo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Favorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	0.90	1.00	Favorevole
Spinta terreno	1.10	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - EQU - Sisma Vert. negativo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Favorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - STAB

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.30	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - STAB

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - STAB - Sisma Vert. positivo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - STAB

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - STAB - Sisma Vert. negativo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - SLE (Frequente)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 22 - SLE (Rara)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 23 - SLE (Frequente)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 24 - SLE (Rara)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 25 - SLE (Frequente)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 27 - SLE (Rara)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 28 - SLE (Quasi Permanente)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole

RISULTATI a seguito dell'elaborazione:

Lunghezza efficace del rinforzo	3,41 m
Sforzo max nei rinforzi	25,48 KN/m
Fattore di sicurezza sfilamento	**1,44**
Fattore di sicurezza scorrimento	**1.37**

Fattori di capacità portante secondo Hansen	
Nq	20,46
Ng	16,85
Carico massimo	1.5 kg/cmq
Fattore di sicurezza a carico limite	**2.09 / 1.50 = 1.39**

CONCLUSIONI

Dalle verifiche condotte si deduce che la soluzione progettuale adottata è verificata e realizzabile secondo i grafici di progetto. Le verifiche condotte hanno valore con l'utilizzo dei componenti e del materiale indicato nella presente relazione. In fase esecutiva, in caso di variazione dei prodotti utilizzati si dovranno adeguare le verifiche alle caratteristiche dei prodotti effettivamente utilizzati.

Importanza del rinverdimento

Il corretto rinverdimento dell'opera dopo il suo completamento, non ha una valenza esclusivamente estetica. La biostuoia fissata sul fronte ha una funzione temporanea di strato d'aggrappo dell'idrosemina e trattenimento del terreno fine. Nel tempo, però, essa si decompone e diventa nutrimento per la vegetazione in crescita. Pertanto, il controllo dell'erosione del fronte dell'opera nel tempo, è affidato all'apparato radicale. Quando viene a mancare il rinverdimento, le superfici esterne della terra rinforzata perdono progressivamente le parti fini che vengono asportate con le precipitazioni causando un progressivo svuotamento. A lungo termine tale fenomeno può causare deformazioni indesiderate.

DICHIARAZIONE ACCETTABILITA' RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE CON ELABORATORE

Il sottoscritto progettista delle strutture, ai fini della stesura degli elaborati progettuali, dichiara l'accettabilità dei risultati dell'analisi strutturale eseguita mediante elaboratore e che tale accettabilità è stata valutata attraverso:

- l'analisi e la verifica del corretto comportamento del modello di calcolo adottato ;
- la verifica della corretta soluzione dal punto di vista numerico.

I risultati ottenuti mediante la modellazione con il software sono stati verificati e testati mediante verifica analitica manuale, con risultati assolutamente soddisfacenti. L'esperienza progettuale maturata consente di garantire che i risultati di progetto e verifica forniti dal modello di calcolo sono assolutamente attendibili.

PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

PREMESSA:
Il piano di manutenzione è il documento complementare al progetto esecutivo che prevede, pianifica e programma, tenendo conto degli elaborati progettuali esecutivi effettivamente realizzati, l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico.
Il piano di manutenzione è costituito dai seguenti documenti operativi:

- il manuale d'uso;
- il manuale di manutenzione comprensivo del programma di manutenzione.

DESCRIZIONE DELL'OPERA:
L'opera è un'opera di contenimento di nuova costruzione, sita in LA SPEZIA, (prov. di La Spezia).
Tipologia costruttiva: TERRE RINFORZATE
Destinazione d'uso: opera di contenimento terreno

MANUALE D'USO:
Il manuale d'uso si riferisce all'uso delle parti più importanti dell'opera, con particolare riferimento alle parti che possono generare rischi per un uso scorretto. Il manuale d'uso contiene informazioni sulla collocazione delle parti interessate nell'intervento, la loro rappresentazione grafica, descrizione e modalità di uso corretto.

Struttura n. 1 - OPERE IN TERRA rinforzata

Descrizione:
OPERE IN TERRA rinforzata
Collocazione:
Vedi tavole disegni esecutivi
Rappresentazione grafica:
Vedi tavole particolari costruttivi
Modalità d'uso corretto:
Contenere lateralmente il fronte esterno di un rilevato a pendenza elevata

MANUALE DI MANUTENZIONE:
Il manuale di manutenzione si riferisce alla manutenzione delle parti più importanti dell'intervento. Esso contiene il livello minimo accettabile delle prestazioni, le anomalie riscontrabili, le manutenzioni eseguibili direttamente dall'utente e quelle che non lo sono.
Il programma di manutenzione fissa delle manutenzioni e dei controlli da eseguire in seguito a scadenze preventivamente fissate.

Struttura n. 1 - OPERE IN TERRA rinforzata

Collocazione:
Vedi tavole disegni esecutivi
Rappresentazione grafica:
Vedi tavole particolari costruttivi

Livello minimo delle prestazioni:
Resistenza alle sollecitazioni di progetto. Realizzazione con materiali con caratteristiche definite dalle prescrizioni di progetto.
Anomalie riscontrabili:
Lesioni superficiali, deterioramento dell’armatura di sopporto, perdita di materiale
Tipo di controllo:
Controllo a vista
Periodicità dei controlli e operatore:
Ogni anno, effettuato dall'utente
Tipo di intervento:
ripristino strutture di contenimento
Periodicità degli interventi e operatore:
Quando necessario, effettuato da personale specializzato

5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Di seguito riportiamo le norme, le circolari ministeriali esplicative a cui è stato fatto riferimento per il dimensionamento e la verifica dell'opera:

1. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
2. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 Gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
3. D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
4. D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
5. D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".
6. D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
7. Circolare 4/07/96, n.156AA.GG./STC. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>" di cui al D.M. 16/01/96.
8. Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
9. D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
10. Circolare 4 Gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
11. D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
12. D.M. LL.PP. 3 Dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".
13. UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso - edizione maggio 2001
14. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni e integrazioni.
15. UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
16. UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
17. UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
18. UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
19. UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
20. UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
21. UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
22. UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
23. UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
24. UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
25. UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
26. UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.

27. UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici.
28. UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.
29. UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
30. UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.
31. UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
32. UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
33. UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.

UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

NOTA sul capitolo "normativa di riferimento": riporta l' elenco delle normative implementate nel software. Le norme utilizzate per la struttura oggetto della presente relazione sono indicate nel precedente capitolo "RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE" "ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO". Laddove nei capitoli successivi vengano richiamate norme antecedenti al DM 17.01.08 è dovuto o a progettazione simulata di edifico esistente.

In attesa della pubblicazione della circolare di istruzione per l'applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni del 17 gennaio 2018 viene utilizzata la CIRCOLARE esplicativa n. 617 del 2 febbraio 2009, "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008"

Con osservanza,

il Tecnico

Dott.Ing. Michele Corradi