



COMUNE DI SANT'ANGELO IN VADO

Provincia di Pesaro ed Urbino

MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO IDROGEOLOGICO: MESSA IN SICUREZZA DEL TRATTO LUNGO IL TORRENTE MORSINA ED APSA

INTERVENTI RELATIVI AL SECONDO STRALCIO FUNZIONALE: SISTEMAZIONE TRATTO
IN AMBITO URBANO TORRENTE MORSINA
LOTTO 2

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

Elaborato:

STR.01

Titolo:

RELAZIONI STRUTTURALI
Fascicolo strutturale: Verifica di stabilità delle
sponde del torrente Morsina

Scala:

-

Revisione

0

Data

Firma

Ing. Dante LEONI (EDILING srl)

Progettazione: EDILING srl


—SOCIETÀ DI INGEGNERIA—
Ing. Dante LEONI (Capogruppo)

IL RUP:
Arch. Jenny Giovannini

FASCICOLO PROGETTO STRUTTURALE (D.M. 17.01.2018)
INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	REFERENZE TECNICHE (CAP. 12 D.M. 17.01.2018)	4
4	UNITÀ DI MISURA.....	4
5	INQUADRAMENTO TERRITORIALE ED UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI	6
6	RELAZIONE TECNICA GENERALE.....	7
6.1	SVILUPPO E DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI PROGETTO	7
6.1.1	Opere di difesa spondale lungo il torrente morsina	7
6.1.2	Messa in sicurezza del fronte di frana lungo il torrente Apsa	7
6.2	ANALISI DEI CARICHI DEI MANUFATTI	12
6.2.1	Scogliera.....	12
6.2.2	Gabbioni frana.....	12
6.3	COMBINAZIONI DI CARICO (AI SENSI DEL DM 17.01.2018).....	12
7	RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO DI COSTRUZIONE	13
7.1	STATI LIMITE	13
7.2	REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE (EDIFICI DI NUOVA REALIZZAZIONE)	14
7.3	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA COSTRUZIONI ESISTENTI	14
7.4	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA COSTRUZIONI ESISTENTI IN MURATURA	14
7.5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI	14
7.6	APPROCCIO SEMPLIFICATO PER LA STIMA DEGLI EFFETTI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE	16
7.6.1	Categoria sottosuolo.....	16
7.6.2	Categoria topografica.....	16
7.6.3	Vita Nominale	16
7.6.4	Classe d'uso e Coefficiente d'uso	17
7.6.5	Regolarità manufatti.....	17
7.7	PARAMETRI SISMICI DEI MANUFATTI DI PROGETTO E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI	19
7.7.1	Scogliera.....	19
7.7.2	Gabbionata	20
8	RELAZIONE SUI MATERIALI DA IMPIEGARE	21
8.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE STRUTTURE EX NOVO	21
8.2	CALCESTRUZZO ARMATO	21
8.1	MASSI CICLOPICI.....	23
8.2	GABBIONI	23
9	RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI.....	24
9.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	24
9.2	MORFOLOGIA, GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA	24
9.3	INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA	24
9.3.1	Stratigrafia e parametri geotecnici.....	24
9.4	METODOLOGIE DI SCAVO DELLE FONDAZIONI, STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO E PRESCRIZIONI IN GENERE.....	27
9.5	STABILITÀ GLOBALE DELL'INTERVENTO	29
9.6	TENSIONE AMMISSIBILE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E CARICO LIMITE	29
9.7	MONITORAGGI INCLINOMETRICI.....	29
10	RELAZIONE DI CALCOLO – MURI DI SOSTEGNO.....	30
10.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTI	30
10.2	CALCOLO DELLE SPINTE	30
10.3	COMBINAZIONI DI CARICO	31
10.4	VERIFICA AL RIBALTAMENTO	32
10.5	VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	32
10.6	CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	32
10.7	MURI IN CALCESTRUZZO A MENSOLA	34
10.8	CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL TERRAPIENO A MONTE.....	35
11	RELAZIONE DI CALCOLO VERIFICA DI STABILITÀ DEI PENDII	36
11.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	36
11.2	VERIFICHE DI STABILITÀ.....	36
12	SOFTWARE UTILIZZATI E TIPO DI ELABORATORE	39
12.1	SOFTWARE UTILIZZATO	39
12.2	ELABORATORE UTILIZZATO	39
12.3	CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI.....	39
12.4	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ	39

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

12.5	PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO	40
13	CONCLUSIONI.....	40
14	ALLEGATI E FASCICOLO DEI CALCOLI E RELAZIONE SINTETICA DEI RISULTATI	41
	ALLEGATO 1 – SCOGLIERA	41
	ALLEGATO 2 – GABBIONATA	41

1 PREMESSA

Nel presente fascicolo sono contenuti i calcoli delle strutture relative al progetto in epigrafe, eseguiti in conformità alle Norme Tecniche emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici ai sensi del D.M. 17.01.2018 tenendo presente le caratteristiche, le qualità e le dosature dei materiali da impegnarsi nelle opere da costruire.

All'interno del presente fascicolo sono contenuti tutti gli elaborati descrittivi per il calcolo delle strutture necessari per il la denuncia di lavori per il deposito sismico "MOD. D vers. mar. 2018" quali:

- Relazione tecnica generale (cfr. par.C.10.1, Circ. Min. Infr. 7/19)
- Relazione sulla modellazione sismica del sito di costruzione (cfr. par.C10.1 e par. C.3.2, Circ. Min. Infr. 7/19)
- Relazione sui materiali da impiegare (cfr. par.C.10.1, Circ. Min. Infr. 617/09)
- Relazione geotecnica e sulle fondazioni (cfr. par.C.10.1 e par.C.6.2.2 Circ. Min. Infr. 7/19)
- Relazione di calcolo strutturale (cfr. par.C.10.1, Circ. Min. Infr. 7/19)
- Relazione sintetica (cfr. par.C.10.1 e C.10.2, Circ. Min. Infr. 7/19)
- Fascicoli dei calcoli – cfr. allegati (cfr. par.C.10.1 e C.10.2, Circ. Min. Infr. 7/19)

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la progettazione e la costruzione delle opere in oggetto si fa riferimento alla seguente normativa:

- Legge 5/11/71 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- D.M. 9 Gennaio 96: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- Circolare 15/10/1996 N.252: Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al D.M. 9/01/1996;
- D.M. 16 Gennaio 96: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- Circolare 4/7/1996 N.156: 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. 16/01/1996;
- D.M. 11/03/1988: 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;
- Circolare 24/09/1988 N. 30483: Istruzioni per l'applicazione delle «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» di cui al D.M. 11/03/1988;
- D.M. LL.PP. 4/5/90: Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali;
- Circolare Min. LL.PP. 25/2/91 n. 34233: Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali;
- Legge 02.02.1974 n. 64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- Circolare Min. LL.PP. 10/04/97 n° 65 AA.GG.: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996;
- Decreto Ministeriale Infrastrutture 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare del 02.02.2009 n.617/C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M.14.01.2008";
- **Decreto Ministeriale Infrastrutture 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni";**
- **Circolare del 21.01.2019 n.7/C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M.17.01.2018".**

3 REFERENZE TECNICHE (CAP. 12 D.M. 17.01.2018)

- UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- UNI EN 1993-1-1 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1995-1 – Costruzioni in legno
- UNI EN 1998-1 – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno

4 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura non sono in linea con la direttiva 80/181/CEE recepita anche dall'Italia, per scelta progettuale; le molteplici esperienze di cantiere hanno indotto il progettista a mantenere il sistema nazionale in quanto per quanto possibile gli operativi di cantiere continuano ad avere molteplici difficoltà. Al fine di ottemperare alle indicazioni della Direttiva CEE in materia si riportano le unità fondamentali e secondarie del Sistema Internazionale e la tabella di conversione delle grandezze utilizzate dal vecchio Sistema Nazionale Utilizzato nei tabulati di calcolo a quello del Sistema Internazionale (SI).

Nel sistema internazionale le unità fondamentali sono le seguenti:

Grandezza fisica	Simbolo della grandezza fisica	Nome dell'unità SI	Simbolo dell'unità SI
<u>Intensità di corrente elettrica</u>	<i>I, i</i>	<u>ampere</u>	A
<u>Intensità luminosa</u>	<i>I_v</i>	<u>candela</u>	cd
<u>Lunghezza</u>	<i>l</i>	<u>metro</u>	m
<u>Massa</u>	<i>m</i>	<u>chilogrammo</u>	kg
<u>Quantità di sostanza</u>	<i>n</i>	<u>mole</u>	mol
<u>Temperatura termodinamica</u>	<i>T</i>	<u>kelvin</u>	K
<u>Intervallo di tempo</u>	<i>t</i>	<u>secondo</u>	s

Grandezza fisica	Simbolo della grandezza fisica	Nome dell'unità SI	Simbolo dell'unità SI	Equivalenza in termini di unità fondamentali SI	
<i>Nomi e simboli speciali</i>					
<u>frequenza</u>	<i>f, ν</i>	<u>hertz</u>	Hz	s^{-1}	
<u>forza</u>	<i>F</i>	<u>newton</u>	N	$kg \cdot m \cdot s^{-2}$	
<u>pressione</u>	<i>p</i>	<u>pascal</u>	Pa	$N \cdot m^{-2}$	$kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}$
<u>energia, lavoro, calore, entalpia</u>	<i>E, W/L, Q, H</i>	<u>joule</u>	J	$N \cdot m$	$kg \cdot m^2 \cdot s^{-2}$
<u>potenza</u>	<i>P</i>	<u>watt</u>	W	$J \cdot s^{-1}$	$kg \cdot m^2 \cdot s^{-3}$
<u>viscosità dinamica</u>	<i>μ, η</i>	<u>poiseuille</u>	Pl	$Pa \cdot s$	$m^{-1} \cdot kg \cdot s^{-1}$
<u>carica elettrica</u>	<i>q</i>	<u>coulomb</u>	C	$A \cdot s$	
<u>potenziale elettrico, forza elettromotrice, tensione elettrica</u>	<i>V, fem</i>	<u>volt</u>	V	$J \cdot C^{-1}$	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-3} \cdot A^{-1}$
<u>resistenza elettrica</u>	<i>R</i>	<u>ohm</u>	Ω	$V \cdot A^{-1}$	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-3} \cdot A^{-2}$
<u>conduttanza elettrica</u>	<i>G</i>	<u>siemens</u>	S	$A \cdot V^{-1}$	$s^3 \cdot A^2 \cdot m^{-2} \cdot kg^{-1}$

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

<u>capacità elettrica</u>	C	<u>farad</u>	F	$C \cdot V^{-1}$	$s^4 \cdot A^2 \cdot m^{-2} \cdot kg^{-1}$
<u>densità flusso magnetico</u>	B	<u>tesla</u>	T	$V \cdot s \cdot m^{-2}$	$kg \cdot s^{-2} \cdot A^{-1}$
<u>flusso magnetico</u>	$\Phi(B)$	<u>weber</u>	Wb	$V \cdot s$	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-2} \cdot A^{-1}$
<u>induttanza</u>	L	<u>henry</u>	H	$V \cdot s \cdot A^{-1}$	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-2} \cdot A^{-2}$
<u>temperatura</u>	T	<u>grado Celsius</u>	°C	K	
<u>angolo piano</u>	α, φ, θ	<u>radiante</u>	rad	1	$m \cdot m^{-1}$
<u>angolo solido</u>	Ω	<u>steradiano</u>	sr	1	$m^2 \cdot m^{-2}$
<u>flusso luminoso</u>	$\Phi(l)$	<u>lumen</u>	lm	cd · sr	
<u>illuminamento</u>	E_l	<u>lux</u>	lx	cd · sr · m ⁻²	
<u>potere diottrico</u>	D_o	<u>diottria</u>	D	m ⁻¹	
<u>attività di un radionuclide</u>	A_R	<u>becquerel</u>	Bq	s ⁻¹	
<u>dose assorbita</u>	D	<u>gray</u>	Gy	J · kg ⁻¹	$m^2 \cdot s^{-2}$
<u>dose equivalente, dose efficace</u>	H, E_H	<u>sievert</u>	Sv	J · kg ⁻¹	$m^2 \cdot s^{-2}$
<u>attività catalitica</u>		<u>katal</u>	kat	mol · s ⁻¹	
<i>Altre grandezze fisiche</i>					
<u>area</u>	A	<u>metro quadro</u>	m ²	m ²	
<u>volume</u>	V	<u>metro cubo</u>	m ³	m ³	
<u>velocità</u>	v	<u>metro al secondo</u>	m/s	$m \cdot s^{-1}$	
<u>accelerazione</u>	a		m/s ²	$m \cdot s^{-2}$	
<u>velocità angolare</u>	ω			rad · s ⁻¹	s ⁻¹
<u>accelerazione angolare</u>	α, ϖ			rad · s ⁻²	s ⁻²
<u>densità</u>	ρ, d	<u>chilogrammo al metro cubo</u>	kg/m ³	kg · m ⁻³	
<u>molarità SI</u>	M			mol · dm ⁻³	
<u>volume molare</u>	V_m			m ³ · mol ⁻¹	

Di seguito si riporta la tabella di conversione utile a convertire le unità di misura utilizzate nei calcoli con quelle del sistema internazionale.

Chilogrammo 1 Kg ~ 10 N
Pressione 10 kg/cm ² ~ 1 N/mm ² = 1 MPa

5 INQUADRAMENTO TERRITORIALE ED UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Il territorio Comunale interessato dagli interventi sono quelli di Sant'Angelo in Vado.

Il Comune interessato dagli interventi, a seguito della riclassificazione sismica, ricade in zona n. 2 (ex zona sismica di II categoria S = 9, ai sensi della Deliberazione della Giunta Regionale della Campania del 7/11/2002 N°5447 "Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Regione Campania e dell'OPCM n. 3274 del 20.03.2003. Per maggiori dettagli sull'ubicazione dei manufatti previsti in progetto si rinvia agli elaborati grafici allegati al progetto.

6 RELAZIONE TECNICA GENERALE

6.1 SVILUPPO E DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI PROGETTO

6.1.1 Opere di difesa spondale lungo il torrente morsina

La vicinanza al centro storico di Sant'Angelo in Vado del tratto del torrente Morsina che va dal ponte di via Benedetti Don William allo sbocco nel fiume Metauro richiede un urgente intervento di sistemazione e messa in sicurezza di detto tratto arginale avente una lunghezza complessiva pari a circa 1.200 m.

Più nel dettaglio, il primo lotto di intervento oggetto del presente progetto si limita alla previsione degli interventi che vanno dal ponte di via Fiorenzuola/via Madonna di Spaderno verso valle avente lunghezza complessiva pari a circa 300 m, inviando ad una successiva fase progettuale la restante parte della sistemazione idraulica delle sponde del torrente Morsina.

In questo tratto terminale del torrente Morsina (LOTTO 1) si prevede l'allargamento della sezione d'alveo e la protezione spondale mediante la messa in opere di tratti di scogliera in massi ciclopici come dettagliatamente illustrato nelle tavole grafiche allegate al presente progetto alla quale si rimanda per gli opportuni approfondimenti.

La protezione spondale è stata prevista per tratti sia in sponda sinistra che in sponda destra del torrente e raccordata ai manufatti preesistenti individuati lungo il tracciato (manufatti in cls e muri in pietra); la scogliera in massi ciclopici avrà a seconda dei casi un'altezza di circa 2,50 m dal fondo alveo con spessore fuori terra di 2,0 m o in alternativa 1,5 m di altezza fuori terra e spessore 1,5 m, e consentirà di adeguare la sezione dell'alveo mantenendo una larghezza costante pari a 6,0 m.

Lungo tutto il tratto di intervento è stata prevista la pulizia e il taglio della vegetazione e gli apparati radicali che hanno invaso il letto del corso d'acqua e degli argini; inoltre, a monte dei tratti di scogliera si prevede l'adeguamento della sponda dell'alveo mediante la risagomatura della scarpata ad altezza variabile e la messa a dimora di talee di specie arbustive ad elevata capacità vegetativa.

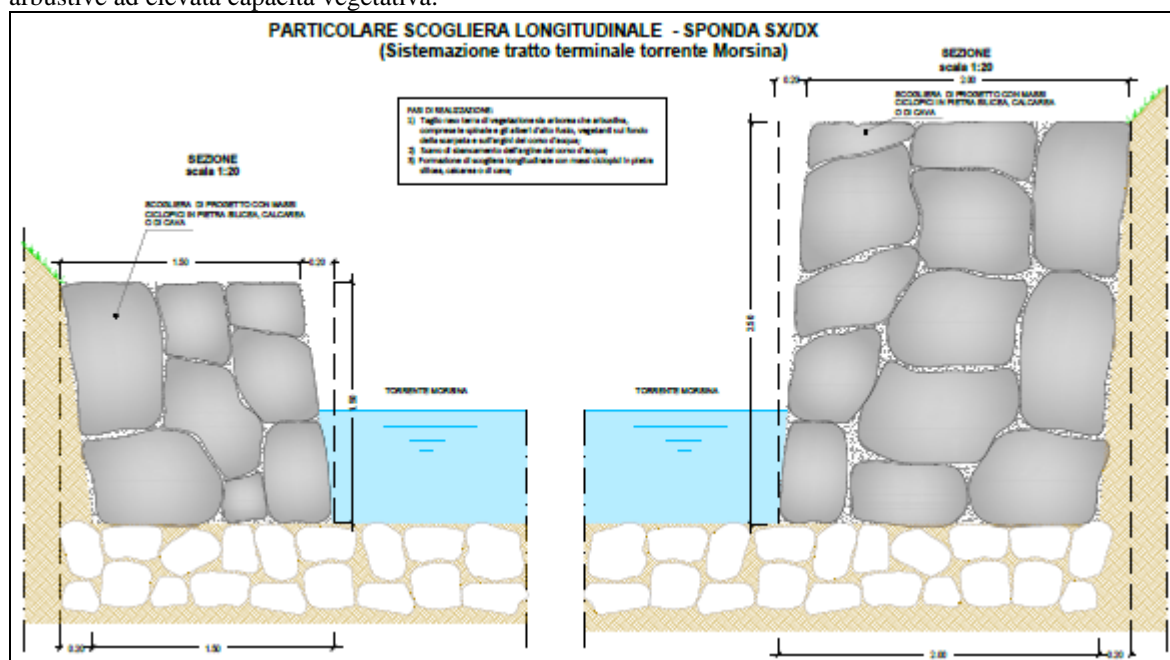


Figura 1 – Particolare costruttivo Scogliera in massi ciclopici

La nuova configurazione dell'alveo consentirà di contenere completamente il livello di piena per Tr=200 anni.

Parallelamente al corso del torrente Morsina, si prevede la realizzazione di una pista di cantiere temporanea necessaria al transito dei mezzi e al trasporto del materiale necessario alla realizzazione delle opere; a conclusione dei lavori dovrà essere cura dell'Appaltato il completo ripristino dello stato dei luoghi ante operam.

6.1.2 Messa in sicurezza del fronte di frana lungo il torrente Apsa

Tra gli interventi oggetto del presente progetto rientra anche la sistemazione e la messa in sicurezza di un'area in dissesto posta in corrispondenza delle sponde del torrente Apsa che attualmente mina l'incolumità della viabilità stradale asfaltata che fiancheggia il corso d'acqua.

Pertanto, l'intervento ha una duplice finalità: consolidare il movimento franoso; mettere in sicurezza e stabilizzare la viabilità esistente e l'argine del torrente Apsa.

La soluzione studiata prevede quindi:

- la realizzazione di una gabbionata di lunghezza 15,0 m formata da quattro file di gabbioni in rete metallica ciascuno di dimensioni 2,0x1,0x1,0 m disposti a gradoni;
- il drenaggio delle acque che andranno ad insistere sulla gabbionata delimitato da uno geotessuto filtrante e di separazione;
- la riprofilatura del versante a monte della gabbionata con opere di ingegneria naturalistica caratterizzate dalla realizzazione di due file di viminate e la messa a dimora di talee di specie arbustiva;
- la regimazione delle acque da convogliare in un fosso di guardia in terreno naturale posto a monte del versante in frana rivestito da una membrana protettiva drenante estrusa in polietilene ad alta densità tipo "TENAX" e fissata al terreno mediante barrotti posti a distanza regolare.

Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole grafiche allegate al presente progetto.

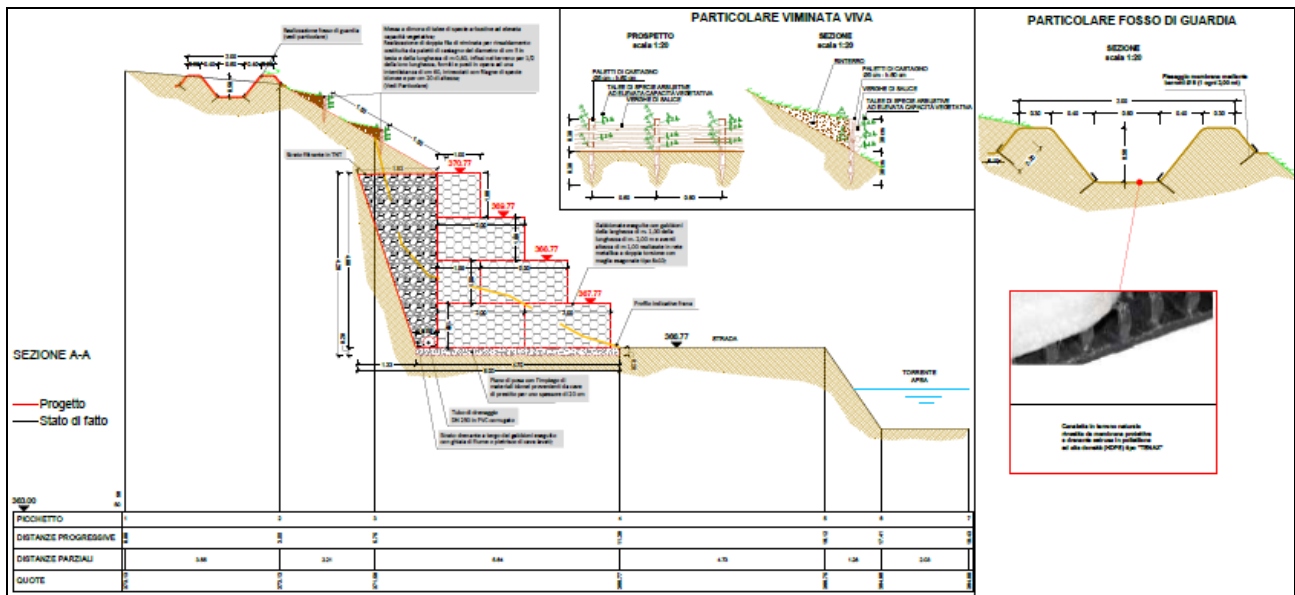


Figura 2 – Particolare costruttivo gabbionata

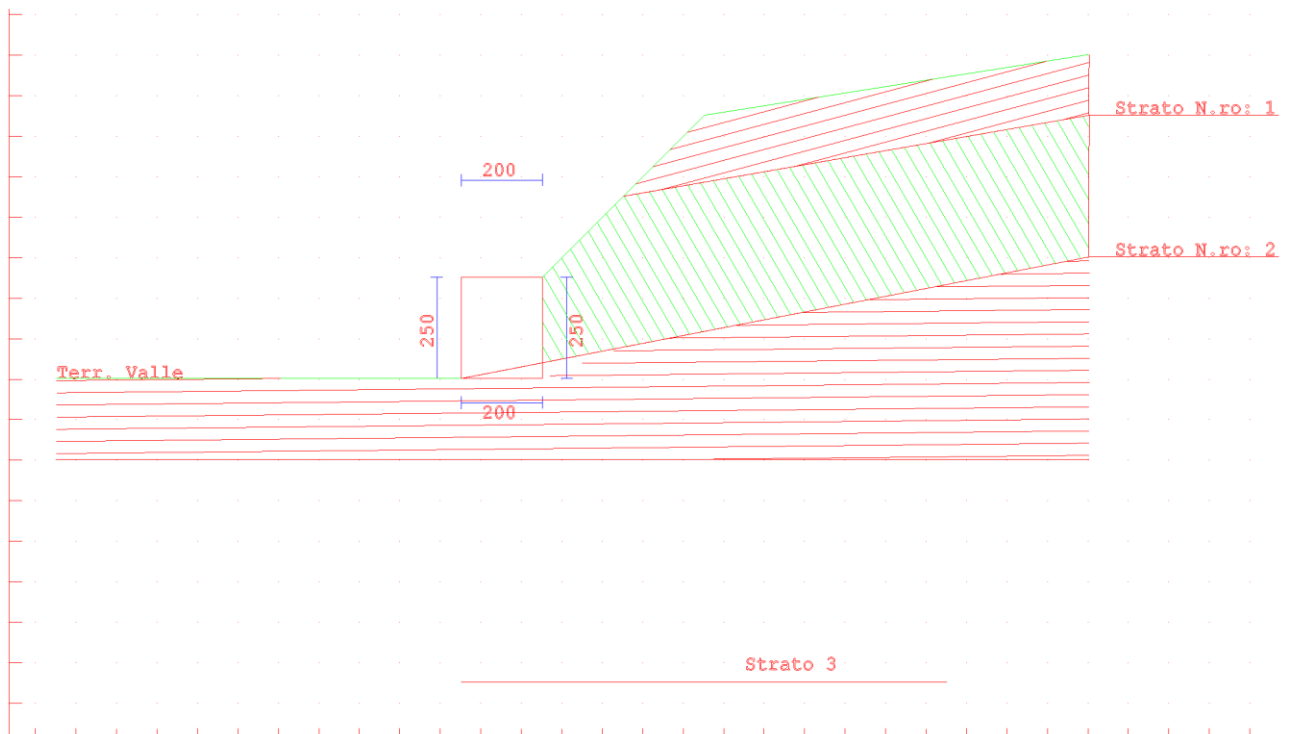


Figura 3 – Vista modello di calcolo scogliera

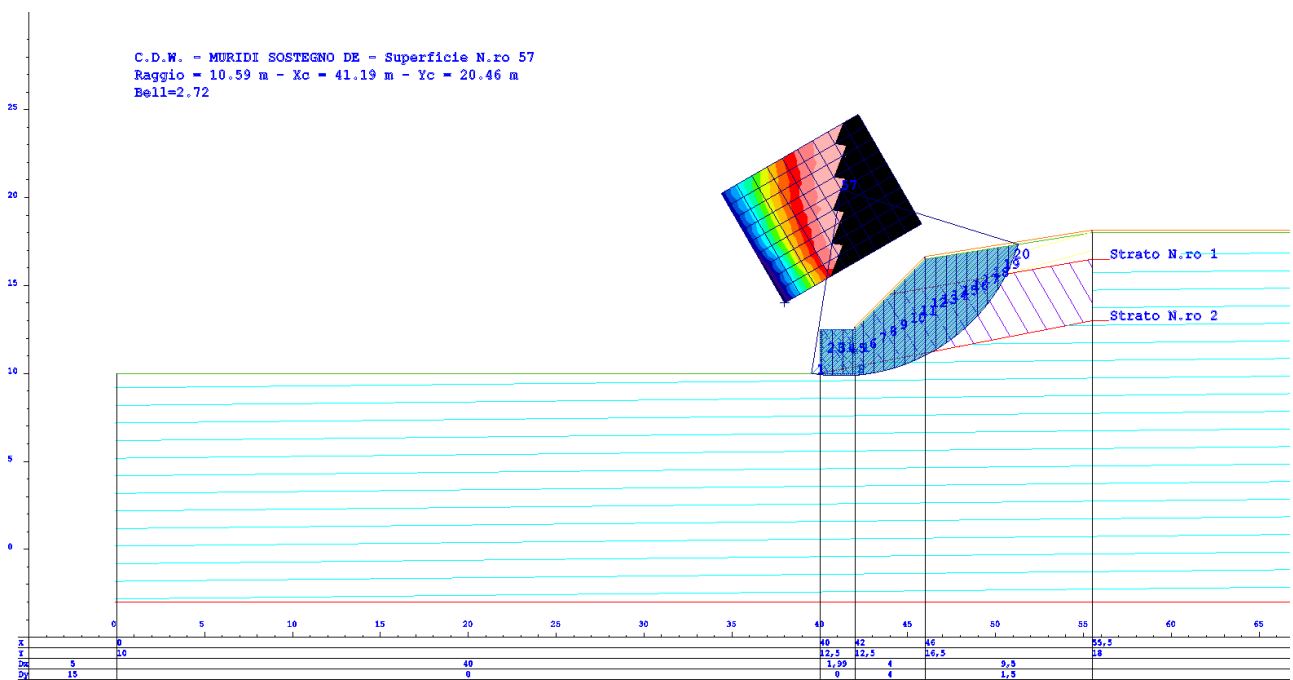


Figura 4 – Vista modello di calcolo versante scogliera

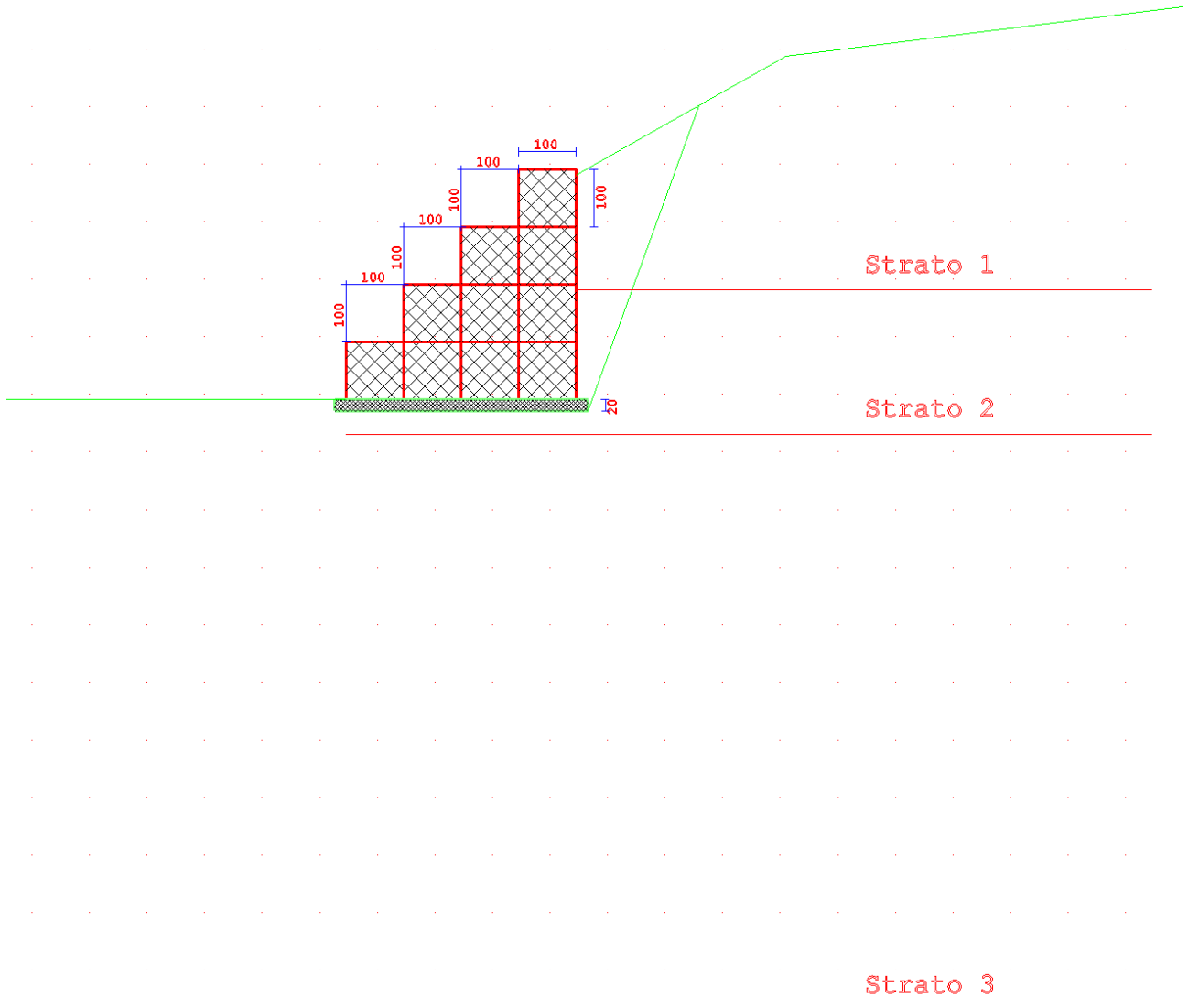


Figura 5 – Vista modello di calcolo gabbionata

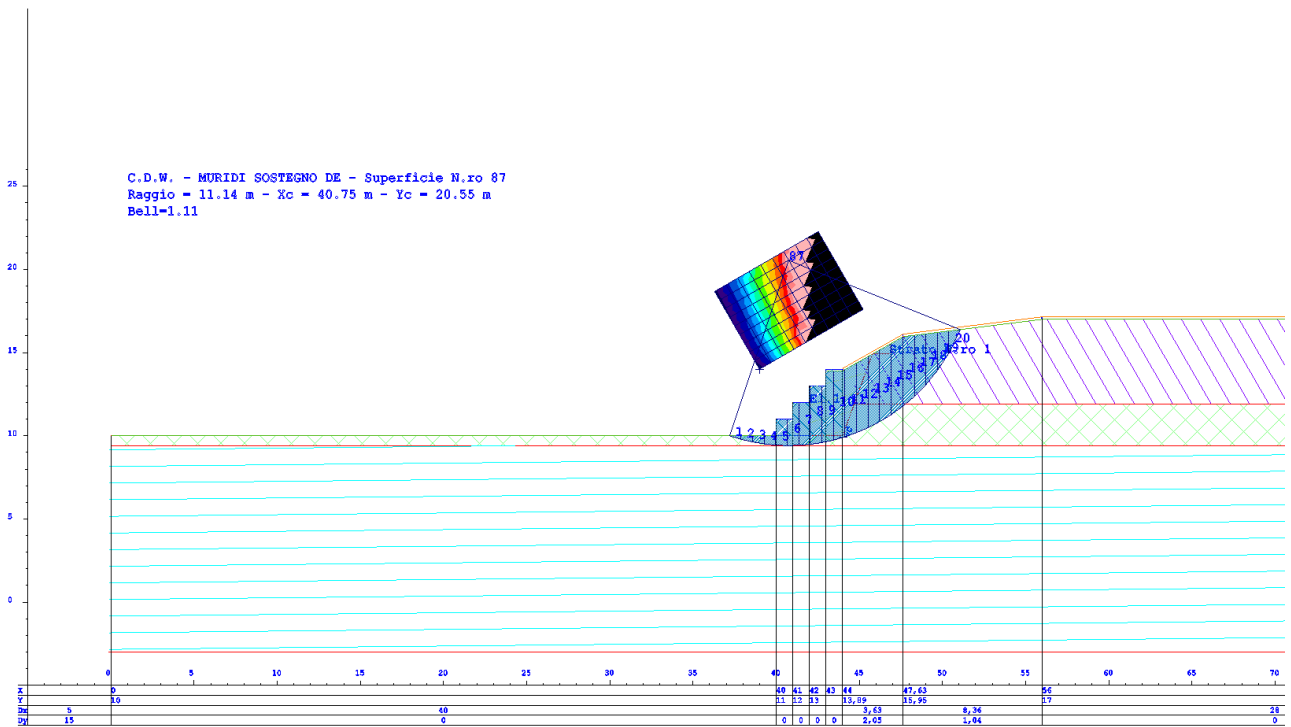


Figura 6 – Vista modello di calcolo versante gabbionata

6.2 ANALISI DEI CARICHI DEI MANUFATTI

Di seguito è riportata l'analisi dei carichi dettagliata per ogni manufatto calcolato, suddivisa per tipologia di carico, rimandando per ulteriori dettagli ai tabulati di calcolo sezione dati di input.

6.2.1 Scogliera

Condizione di carico n. 1 - Sovraccarico permanente

Opere di completamento su terrapieno: 500 kg/m²

Condizione di carico n. 2 – traffico veicolare

Eventuale transito veicolare su terrapieno: 500 kg/m²

6.2.2 Gabbioni frana

Condizione di carico n. 1 - Sovraccarico permanente

Opere di completamento su terrapieno: 500 kg/m²

Condizione di carico n. 2 – traffico veicolare

Eventuale transito veicolare su terrapieno: 500 kg/m²

6.3 COMBINAZIONI DI CARICO (AI SENSI DEL DM 17.01.2018)

Le combinazioni di carico sono riportate nei tabulati allegati al fascicolo dei calcoli. In particolare le combinazioni presentate nei tabulati ricomprendono sia la fase temporanea che la fase definitiva.

Sono state considerate le condizioni di carico ritenute più gravose per la struttura in esame nel suo complesso e per ognuna delle strutture resistenti.

7 RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO DI COSTRUZIONE

In fase progettuale, fissato il periodo di riferimento V_R (vedi § 2.4 delle NTC DM 17 gennaio 2018) e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (funzione dello stato limite considerato, vedi Tabella 1), è possibile stimare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R attraverso l'espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Stati limite di esercizio (P_{VR})	Stati limite ultimi (P_{VR})
SLO - Stato limite di operatività (81%)	SLV- Stato limite di salvaguardia della Vita (10%)
SLD - Stato limite di danno (63%)	SLC – Stato limite di prevenzione del collasso (5%)

Tabella 1 - Definizione degli stati limite secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e relative probabilità di superamento P_{VR} (Tab. 3.2.I delle NTC)

Qualora la pericolosità sismica su reticolo di riferimento (vedi Allegato B delle NTC DM 17 gennaio 2018) non contempli il periodo di ritorno corrispondente al V_R e alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} fissate in progetto, il valore del generico parametro p (a_g , F_o , T^*_c) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;
- T_{R1} , T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

7.1 STATI LIMITE

I valori dei parametri a_g , F_o , T^*_c relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

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

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

7.2 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE (EDIFICI DI NUOVA REALIZZAZIONE)

Sotto l'effetto delle azioni sismiche, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.

In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV, per gli elementi non strutturali e gli impianti delle quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo SLO.

Per contenere le incertezze e garantire un buon comportamento delle strutture sotto azioni sismiche, devono essere adottati provvedimenti specifici volti ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.

Le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti della risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento.

7.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA COSTRUZIONI ESISTENTI

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

7.4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA COSTRUZIONI ESISTENTI IN MURATURA

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC). In particolare si assume che il soddisfacimento della verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita implichi anche il soddisfacimento della verifica dello Stato limite di collasso.

7.5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI

Caratteristica peculiare della risposta sismica di un sito sono, oltre alle caratteristiche geolitologiche, anche i contenuti delle vibrazioni spettrali in arrivo, e la loro interazione positiva con la frequenza propria dei manufatti. Infatti, in presenza di siti costituiti da terreni capaci di attenuare il passaggio delle onde sismiche, ed in presenza di epicentri poco profondi si possono avere fenomeni di amplificazione.

L'aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" - D.M. del 17/01/2018, pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018 con Supplemento Ordinario n. 8, definiscono le regole da seguire per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni, sia in zona sismica che in zona non sismica. Esse forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere. Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Quest'ultima costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica di un sito deve essere valutata sia in termini geografici (condizioni topografiche del sito) che in termini temporali (vita di riferimento della costruzione); tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale.
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tenere conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, sul sito di riferimento rigido ed orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno (espresso in $g/10$);
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (parametro adimensionale);

▪ T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (espresso in secondi). I Valori a_g , F_0 , e T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'allegato B delle NTC.

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni stabiliscono che ai fini della valutazione delle azioni sismiche di progetto deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale. In assenza di tali studi si può utilizzare la seguente classificazione dei terreni di seguito descritta:

La classificazione deve interessare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato roccioso rigido di riferimento (bedrock). Si effettua sulla stima delle velocità medie delle onde di taglio nei primi trenta metri di profondità (velocità equivalente delle onde di taglio) definita dalla seguente espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

dove h_i e v_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori. In alternativa possono essere utilizzati il valore di $N_{SPT,30}$ (per terreni prevalentemente granulari) o di $c_{u,30}$ (per terreni coesivi). Con riferimento alle proprietà del suolo di fondazione, viene proposta l'adozione di un sistema di caratterizzazione geofisica e geotecnica del profilo stratigrafico del suolo, mediante cinque tipologie di suoli (A - B - C - D - E) più altri due speciali (S1 e S2), da individuare in base allo schema seguente:

CLASSE	DESCRIZIONE
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s ($N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con valori di $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s ($N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 2 – categorie di sottosuolo (Tab. 3.2.II e 3.2.III delle NTC)

Dalle indagini sismiche MASW per la caratterizzazione sismica dei terreni relativi agli interventi ubicati nel Comune di San Felice a Cancellino, è risultato che la categoria di sottosuolo è **B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s ($N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

7.6 APPROCCIO SEMPLIFICATO PER LA STIMA DEGLI EFFETTI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Il territorio Comunale di Sant'Angelo in Vado risulta ricadente, a seguito della riclassificazione sismica, in zona n. 2 (ex zona sismica di II categoria $S = 9$, ai sensi della Deliberazione della Giunta Regionale della Campania del 7/11/2002 N°5447 "Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Regione Campania e dell'OPCM n. 3274 del 20.03.2003. Per maggiori dettagli sull'ubicazione dei manufatti previsti in progetto si rinvia agli elaborati grafici allegati al progetto.

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 17 gennaio 2018 § 3.2.3) sono stati definiti i termini di seguito descritti e riportati.

7.6.1 Categoria sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3 del DM 17 gennaio 2018. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III del DM 17 gennaio 2018 di cui alla precedente Tabella 2 al paragrafo 7.5).

Nella Relazione geologica, così come indicato nel precedente paragrafo 7.5, si definiscono di **categoria B** i sottosuoli dove dovranno essere realizzate le opere: **"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s ($N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)"**.

Dunque per tener conto delle condizioni stratigrafiche (approccio semplificato per stima effetti della risposta sismica locale), si sono utilizzati i valori del coefficiente topografico S_s riportati nella Tabella 3 appresso riportata, in funzione delle categorie di sottosuolo definita.

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T^*_C)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T^*_C)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T^*_C)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T^*_C)^{-0,40}$

Tabella 3 - Espressioni di S_s e di C_c (Tabella 3.2.V delle NTC)

7.6.2 Categoria topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche (approccio semplificato per stima effetti della risposta sismica locale), si sono utilizzati i valori del coefficiente stratigrafico S_T riportati nella Tabella 4, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 delle NTC e dell'ubicazione dell'opera.

Categoria Topografica	Caratteristiche Superficie Topografica	Ubicazione dell'opera	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	-	1,0
T2	Pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i > 15^\circ$	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media dei pendii $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media dei pendii $i > 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 4 - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T (Tabelle 3.2.IV e 3.2.VI delle NTC)

7.6.3 Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa dipende dal tipo di opera:

Tipi di costruzione	Vita Nominale V_N (in anni)
Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10

Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 5 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere (Tabella 2.4.I delle NTC)

In accordo a § 2.4 del DM 17 gennaio 2018, le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

7.6.4 Classe d'uso e Coefficiente d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe d'uso	Tipi di costruzione	Coefficienti d'uso C_U
<i>Classe I</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	0,7
<i>Classe II</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	1,0
<i>Classe III</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.	1,5
<i>Classe IV</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	2,0

Tabella 6 – Classi d'uso e Valori dei coefficienti d'uso C_U (§ 2.4.2 e Tabella Tab. 2.4.II delle NTC)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella precedente Tabella 6. Per assicurare alle costruzioni un livello di sicurezza antisismica minimo irrinunciabile le NTC impongono, se $V_R \leq 35$ anni, di assumere comunque $V_R = 35$ anni; gli intervalli di valori di V_R (espressi in anni) cui fare effettivo riferimento al variare di V_N e C_U sono riportati nella successiva Tabella 7.

Vita nominale V_N	Valori di V_R			
	Classe d'uso			
	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Tabella 7 – Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U (Tabella Tab. C2.4.I della Circolare NTC)

7.6.5 Regolarità manufatti

Per quanto riguarda la regolarità, le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è **regolare in pianta** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- a) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- b) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è **regolare in altezza** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- b) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- c) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva³ e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- d) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Ai sensi del § 3.2. "azione sismica" del D.M. 17.01.2018 per determinare i parametri di pericolosità sismica e gli spettri di accelerazione, d'interesse ingegneristico, è stato necessario definire i parametri di seguito riportati.

7.7 PARAMETRI SISMICI DEI MANUFATTI DI PROGETTO E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI

In accordo a § 2.4 del DM 17 gennaio 2018, le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni. Sono omesse le verifiche sismiche per tutte le opere definite provvisorie (vedi elenco manufatti di cui al paragrafo 6, terza colonna tabella).

Seguono le principali grandezze che intervengono nella definizione dell'azione sismica per le opere per le quali è stata effettuata la verifica sismica.

7.7.1 Scogliera

Grandezze	Valore	Riferimento normativo
Vita Nominale V_N	≥ 50 anni	Tab. 2.4.I del DM 17 gennaio 2018
Classe d'uso	III	§ 2.4.2 del DM 17 gennaio 2018
Latitudine	43,67332	
Longitudine	12,4002	
Stato limite (verifiche – dimensionamento)	SLV	Tab. 3.2.I del DM 17 gennaio 2018
Probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}	10%	Tab. 3.2.I del DM 17 gennaio 2018
Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R	712	Allegato A al DM 17 gennaio 2018
Accelerazione orizzontale massima convenzionale a_g/g	0,212	Allegato A al DM 17 gennaio 2018
Categoria di sottosuolo	B	Tab. 3.2.II del DM 17 gennaio 2018
Categoria Topografica	T1	Tab. 3.2.V del DM 17 gennaio 2018
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00	Tab. 3.2.V del DM 17 gennaio 2018
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1,20	Tab. 3.2.IV del DM 17 gennaio 2018

Tabella 8 - Principali grandezze che intervengono nella definizione dell'azione sismica

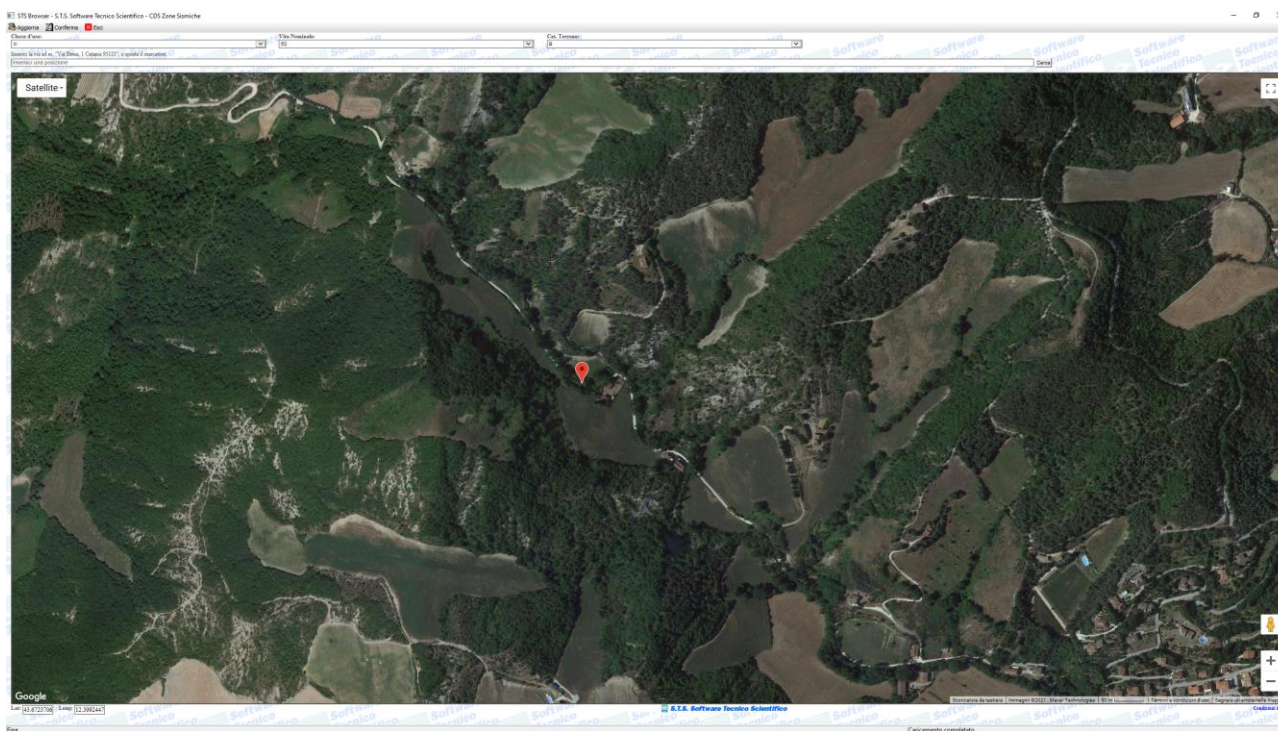


Figura 7 – Ubicazione intervento, zone sismiche individuate da Google Map (software di calcolo strutturale CDB)

7.7.2 Gabbionata

Grandezze	Valore	Riferimento normativo
Vita Nominale V_N	≥ 50 anni	Tab. 2.4.I del DM 17 gennaio 2018
Classe d'uso	III	§ 2.4.2 del DM 17 gennaio 2018
Latitudine	43,66517	
Longitudine	12,41556	
Stato limite (verifiche – dimensionamento)	SLV	Tab. 3.2.I del DM 17 gennaio 2018
Probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}	10%	Tab. 3.2.I del DM 17 gennaio 2018
Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R	712	Allegato A al DM 17 gennaio 2018
Accelerazione orizzontale massima convenzionale a_g/g	0,212	Allegato A al DM 17 gennaio 2018
Categoria di sottosuolo	B	Tab. 3.2.II del DM 17 gennaio 2018
Categoria Topografica	T1	Tab. 3.2.V del DM 17 gennaio 2018
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00	Tab. 3.2.V del DM 17 gennaio 2018
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1,20	Tab. 3.2.IV del DM 17 gennaio 2018

Tabella 9 - Principali grandezze che intervengono nella definizione dell'azione sismica

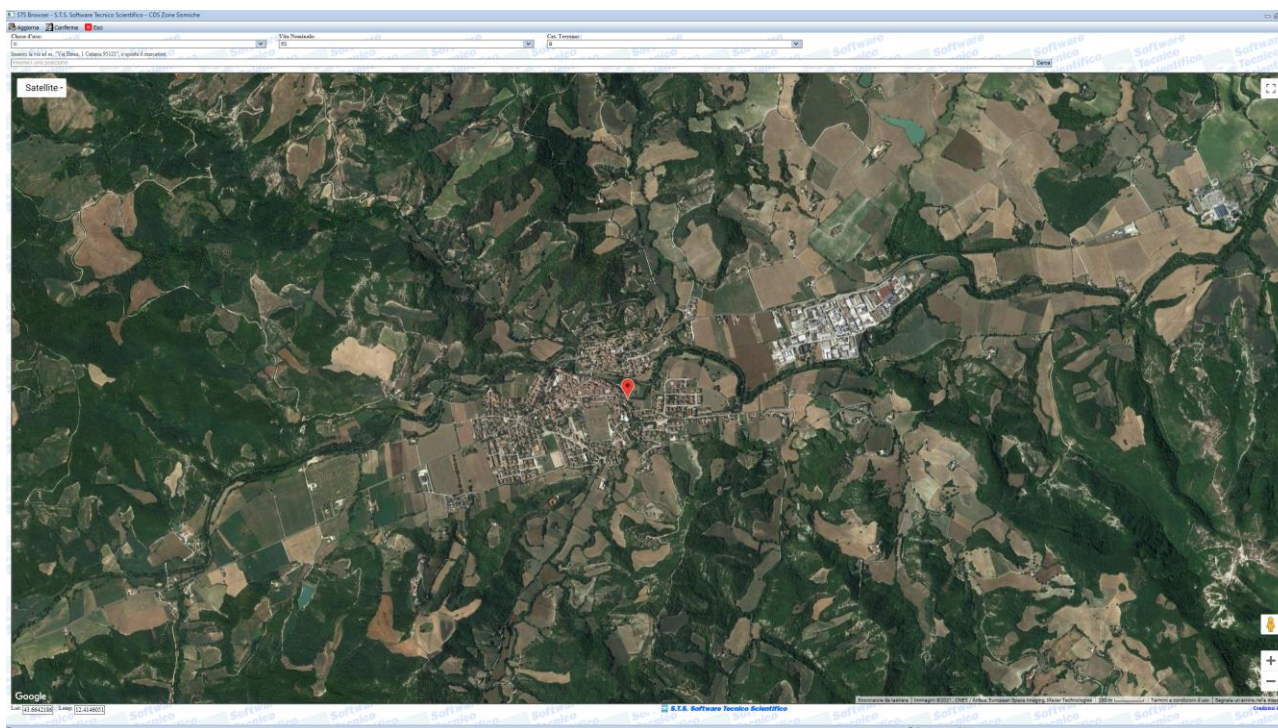


Figura 8 – Ubicazione intervento, zone sismiche individuate da Google Map (software di calcolo strutturale CDB)

8 RELAZIONE SUI MATERIALI DA IMPIEGARE

Nel corso dei lavori (ai sensi dell'art. 4 lettera b della legge n. 1086 del 5/11/71 e D.M.17.01.2018) saranno impiegati i materiali seguenti e saranno adottate le tecniche costruttive appresso specificate.

8.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE STRUTTURE EX NOVO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (D.M. 17.01.2018, circolare 21.01.2019 nr.7 C.S.LL.PP. e UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006)

CALCESTRUZZO:

- **MAGRONE:** Classe di resistenza C12/15 - Classe di esposizione X0 - (Rck 15 MPa);
- **INTASAMENTO:** Classe di resistenza C25/30 - Condizione ambientali: ordinarie - Classe di esposizione XC2 - (Rck 30 MPa)

MASSI PER SCOGLIERA:

- Massi in pietra silicea, calcarea o di cava, di pezzatura adeguata del peso fino a q.li 10 per ogni masso;
- Sigillatura degli interspazi con pietrame di pezzatura idonea.

GABBIONI:

- Rete metallica a doppia torsione tipo 8x10
- Diametro filo compreso tra pari 2.70÷3.0 mm

Il riferimento a marche, produttori o codici di prodotto è da intendersi puramente indicativo della tipologia di materiale previsto, l'appaltatore potrà utilizzare qualsiasi marca di prodotti equivalenti o maggiori.

8.2 CALCESTRUZZO ARMATO

Per le armature di tutti gli elementi strutturali si adotterà acciaio in barre ad aderenza migliorata del tipo **B450C**. Per i ferri delle armature si avrà cura di predisporre un idoneo copriferro secondo le indicazioni di cui sopra.

La modalità di posa del calcestruzzo dovrà avvenire secondo quanto indicato dalle *Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive - Edizione febbraio 2008 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Servizio Tecnico Centrale*.

Inoltre secondo quanto prescritto da D.M. 09/01/1996 e dal § 11.2 "Calcestruzzo" del D.M. 17.01.2018, i materiali e prodotti da utilizzarsi sono:

Il calcestruzzo, così come definito al punto 2.1 del D.M. 09.01.96 e § 11.2 "Calcestruzzo" del D.M. 17.01.2018;

l'acciaio da cemento armato normale, così come definito al punto 2.2 del D.M. 09.01.96 e § 11.3 "Acciaio" del D.M. 17.01.2018.

I requisiti dei materiali sono quelli specificati all'allegato n°1 D.M. 09/01/1996 e al § 11.2.9.1 del D.M. 17.01.2018:

Leganti

Nelle opere oggetto delle presenti norme devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità - rilasciato da un organismo europeo notificato - ad una norma armonizzata della serie UNI EN 197 ovvero ad uno specifico Benestare Tecnico Europeo (ETA), purchè idonei all'impiego previsto nonchè, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26/05/1965 n.595. È escluso l'impiego di cementi alluminosi.

L'impiego dei cementi richiamati all'art.1, lettera C della legge 26/5/1965 n. 595, è limitato ai calcestruzzi per sbarramenti di ritenuta.

Per la realizzazione di dighe ed altre simili opere massive dove è richiesto un basso calore di idratazione devono essere utilizzati i cementi speciali con calore di idratazione molto basso conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14216, in possesso di un certificato di conformità rilasciato da un Organismo di Certificazione europeo Notificato. Qualora il calcestruzzo risulti esposto a condizioni ambientali chimicamente aggressive si devono utilizzare cementi per i quali siano prescritte, da norme armonizzate europee e fino alla disponibilità di esse, da norme nazionali, adeguate proprietà di resistenza ai solfati e/o al dilavamento o ad eventuali altre specifiche azioni aggressive.

Aggregati

Sono idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1. Gli inerti, naturali o di frantumazione,

devono essere costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc., in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato od alla conservazione delle armature.

La ghiaia o il pietrisco devono avere dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature.

Il sistema di attestazione della conformità di tali aggregati, ai sensi del DPR n.246/93 è indicato nella seguente Tab. 11.2.II.

Tabella 11.2.II

Specifica Tecnica Europea armonizzata di riferimento	Uso Previsto	Sistema di Attestazione della Conformità
Aggregati per calcestruzzo UNI EN 12620 e UNI EN 13055-1	Calcestruzzo strutturale	2+

È consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti di cui alla Tab. 11.2.III, a condizione che la miscela di calcestruzzo confezionata con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata attraverso idonee prove di laboratorio. Per tali aggregati, le prove di controllo di produzione in fabbrica di cui ai prospetti H1, H2 ed H3 dell'annesso ZA della norma europea armonizzata UNI EN 12620, per le parti rilevanti, devono essere effettuate ogni 100 tonnellate di aggregato prodotto e, comunque, negli impianti di riciclo, per ogni giorno di produzione.

Tabella 11.2.III

Origine del materiale da riciclo	Classe del calcestruzzo	percentuale di impiego
demolizioni di edifici (macerie)	=C 8/10	fino al 100 %
demolizioni di solo calcestruzzo e c.a.	≤C30/37	≤30 %
	≤C20/25	Fino al 60 %
	≤C45/55	fino al 15%
Riutilizzo di calcestruzzo interno negli stabilimenti di prefabbricazione qualificati - da qualsiasi classe da calcestruzzi >C45/55	Stessa classe del calcestruzzo di origine	fino al 5%

Nelle prescrizioni di progetto si potrà fare utile riferimento alle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005 al fine di individuare i requisiti chimico-fisici, aggiuntivi rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, che gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali (meccaniche, di durabilità e pericolosità ambientale, ecc.), nonché quantità percentuali massime di impiego per gli aggregati di riciclo, o classi di resistenza del calcestruzzo, ridotte rispetto a quanto previsto nella tabella sopra esposta.

Per quanto riguarda gli eventuali controlli di accettazione da effettuarsi a cura del Direttore dei Lavori, questi sono finalizzati almeno alla determinazione delle caratteristiche tecniche riportate nella Tab. 11.2.IV. I metodi di prova da utilizzarsi sono quelli indicati nelle Norme Europee Armonizzate citate, in relazione a ciascuna caratteristica.

Tabella 11.2.IV – Controlli di accettazione per aggregati per calcestruzzo strutturale

Caratteristiche tecniche
Descrizione petrografica semplificata
Dimensione dell'aggregato (analisi granulometrica e contenuto dei fini)
Indice di appiattimento
Dimensione per il filler
Forma dell'aggregato grosso (per aggregato proveniente da riciclo)
Resistenza alla frammentazione/frantumazione (per calcestruzzo Rck ≥ C50/60)

Il progetto, nelle apposite prescrizioni, potrà fare utile riferimento alle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005, al fine di individuare i limiti di accettabilità delle caratteristiche tecniche degli aggregati.

Aggiunte

Nei calcestruzzi è ammesso l'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, purché non ne vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali. Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 450-1. Per quanto riguarda l'impiego si potrà fare utile riferimento ai criteri stabiliti dalle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

I fumi di silice devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 13263-1.

Additivi

Gli additivi devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

Acqua di impasto

L'acqua di impasto, ivi compresa l'acqua di riciclo, dovrà essere conforme alla norma UNI EN 1008: 2003, deve essere limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non essere aggressiva.

Armatura

Non si devono porre in opera armature eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali, che ne menomino la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurne sensibilmente l'aderenza al conglomerato.

Impasti

La distribuzione granulometria degli inerti, il tipo di cemento e la consistenza dell'impasto, devono essere adeguati alla particolare destinazione del getto, ed al procedimento di posa in opera del conglomerato.

Il quantitativo d'acqua deve essere il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato tenendo conto anche dell'acqua contenuta negli inerti.

Partendo dagli elementi già fissati il rapporto acqua-cemento, e quindi il dosaggio del cemento, dovrà essere scelto in relazione alla resistenza richiesta per il conglomerato.

L'impiego degli additivi dovrà essere subordinato all'accertamento dell'assenza di ogni pericolo di aggressività.

L'impasto deve essere fatto con mezzi idonei ed il dosaggio dei componenti eseguito con modalità atte a garantire la costanza del proporzionamento previsto in sede di progetto.

Il Direttore dei lavori effettua e prescrive i controlli sul conglomerato e sull'acciaio secondo quanto previsto dal D.M. 09/01/1996, punti 2.1 e 2.2 e § 11.2 "Calcestruzzo" del D.M.17.01.2018.

La valutazione delle caratteristiche meccaniche avverrà secondo quanto previsto:

- dall'allegato 2 D.M. 09/01/1996 per il conglomerato e § 11.2 "Calcestruzzo" del D.M.17.01.2018;
- dall'allegato 4 D.M. 09/01/1996 per l'acciaio § 11.3 "Acciaio" del D.M.17.01.2018.

8.1 MASSI CICLOPICI

Massi in pietra silicea, calcarea o di cava, di pezzatura adeguata del peso fino a q.li 10 per ogni masso, gettati in acqua alla rinfusa con adeguato mezzo meccanico entro le prescritte sagome per formazione di scogliere longitudinali e trasversali con sigillatura degli interspazi con pietrame di pezzatura idonea.

8.2 GABBIONI

Gabbioni in rete metallica a doppia torsione tipo 8x10 in accordo con le Linee Guida per la redazione di Capitolati per l'impiego di rete metallica a doppia torsione" emesse dalla Presidenza del Consiglio Superiore LL.PP. il 12 maggio 2006. Essi dovranno essere riempiti con pietrame di idonea pezzatura, né friabile né gelivo. Con filo avente un diametro compreso tra pari 2.70÷3.0 mm galvanizzato con lega eutettica di Zn – Al (5%) e terre rare con un quantitativo maggiore di 245 g/m². Gli elementi metallici dovranno essere collegati tra loro con punti metallici.

IL DIRETTORE DEI LAVORI

9 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

9.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione geotecnica è la seguente:

- D.M. 11/03/1988 “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”. *La natura delle opere di fondazione per i lavori in oggetto ricadono nel disposto dell’art.C4 D.M. 11/03/1988*;
- Circ. LL.PP.24/09/1988 “Istruzioni riguardanti il D.M. 11/03/1988”;
- D.M. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare del 02.02.2009 “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M.14.01.2008”;
- D.M. 17.01.2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare del 21.01.2019 n.7/C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M.17.01.2018”.

Il riferimento al DM 09/01/1996, DM 14/01/2008 e collegate è da intendersi riferito solo per opere preesistenti.

9.2 MORFOLOGIA, GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA

Si rimanda integralmente ai puntuali ed esaustivi studi geologici allegati al progetto strutturale.

9.3 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Il **D.M. 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”**, pubblicato sul S.O. della Gazzetta Ufficiale n. 8 del 20/02/2018, raccoglie in un unico organico testo le Norme tecniche per le costruzioni prima distribuite in diversi decreti ministeriali. Esse forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

Il **D.M. LL.PP. 11/3/88**, concernente le “norme tecniche relative alle 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”, prescrive che le scelte di progetto, i calcoli e le verifiche tecniche relative alla progettazione devono fondarsi sempre sulla caratterizzazione geologica e geotecnica del sottosuolo ottenuta con rilievi, indagini e prove. Tale caratterizzazione rappresenta il risultato finale del processo di acquisizione, elaborazione ed analisi delle informazioni acquisite (geologiche, tettoniche, stratigrafiche, meccaniche, ecc.) dalla campagna geognostica effettuata e, dunque, rileva le condizioni reali del sottosuolo in esame. Le indagini sono state predisposte con il duplice obiettivo di definire con precisione la stratigrafia locale, stabilire le caratteristiche litotecniche e sismiche e di determinare i valori dei parametri geotecnici dei terreni interessanti **“il volume significativo”** dei terreni sottostanti le singole aree d’intervento.

9.3.1 Stratigrafia e parametri geotecnici

Di seguito vengono riportate le stratigrafie relative ad ogni intervento. L’ubicazione delle indagini è ricavabile sia dai grafici strutturali che dalla relazione geologica:

LOTTO 1 – SISTEMAZIONE TRATTO TERMINALE TORRENTE MORSINA SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICA							
Strato	Profondità (potenza) [m]	Descrizione	γ_n [kN/m ³]	φ [°]	c [kPa]	c _u [kPa]	E _{ed} [MPa]
1	da 0 a -1.00 (1.00)	Litotipi con scadenti caratteristiche meccaniche costituiti dal <i>terreno agrario e dallo strato superficiale, poco addensato e con bassa consistenza, della coltre di alterazione di natura</i> limo-sabbiosa con rari ciottoli poligenici siltitici ed arenacei	18.14	18	2	5	3

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

2	da -1.00 a - 3.00 (<u>2.00</u>)	<i>Coltre di alterazione della formazione di base</i> , ben addensata, che, localmente, in particolare in destra idraulica del tratto terminale del torrente, lateralmente, passa a depositi di terrazzo alluvionale ghiaioso-sabbiosi e sabbioso-limosi dotati di buon grado di addensamento	19.10	31	10	-	12
3	da -3.00	Unità del <i>substrato</i> rappresentata dal Membro di Sant'Angelo in Vado della Formazione Marnoso-Arenacea Marchigiana costituita dall'alternanza di peliti ed arenarie di colore grigio. Le peliti, predominanti rispetto alle arenarie, sono rappresentate da argilliti e marne siltose di colore grigio. Le arenarie, in strati variabili da sottili a spessi, spesso sono riconoscibili per il colore giallastro. A luogo nella formazione, a varie altezze stratigrafiche si rinvencono banchi arenacei di spessore variabile da 3 a 6 metri	22.10	24	125	-	30

LOTTO 1 – INTERVENTO MESSA IN SICUREZZA VERSANTE DESTRA IDRAULICA TORRENTE APSA							
SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICA SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICA							
Strato	Profondità* (<u>potenza</u>)* [m]	Descrizione	γ_n [kN/m ³]	φ [°]	c [kPa]	c _u [kPa]	E _{ed} [MPa]
1	da 0 a -4.50* (<u>4.50</u>)*	Litotipi dotati di scadenti caratteristiche meccaniche costituiti da terreni saturi, a prevalente componente limo-argillosa ed argilloso-sabbiosa, caoticizzati e fortemente rimaneggiati per le deformazioni subite a seguito del fenomeno gravitativo	17.10	15	0	0	2
2	da -4.50 a - 7.00 (<u>2.50</u>)	<i>Coltre di alterazione della formazione di base</i> , mediamente addensata, costituita da ciottoli e trovanti poligenici in matrice sabbioso-limoso e limo-argillosa	19.10	28	10	-	12
3	da -7.00	Unità del <i>substrato</i> rappresentata dal Membro di Sant'Angelo in Vado della Formazione Marnoso-Arenacea Marchigiana costituita dall'alternanza di peliti ed arenarie di colore grigio. Le peliti, predominanti rispetto alle arenarie, sono rappresentate da argilliti e marne siltose di colore grigio. Le arenarie, in strati variabili da sottili a spessi, spesso sono riconoscibili per il colore giallastro. A luogo nella formazione, a varie altezze stratigrafiche si rinvencono banchi arenacei di spessore variabile da 3 a 6 metri	22.10	24	125	-	30

LOTTO 2 – SISTEMAZIONE TRATTO URBANO TORRENTE MORSINA							
SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICA							
Strato	Profondità (<u>potenza</u>) [m]	Descrizione	γ_n [kN/m ³]	φ [°]	c [kPa]	c _u [kPa]	E _{ed} [MPa]

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

1	da 0 a -1.00 (1.00)	Litotipi con scadenti caratteristiche meccaniche costituiti dal terreno agrario e dallo strato superficiale, poco addensato e con bassa consistenza, della coltre di alterazione di natura limo-sabbiosa con rari ciottoli poligenici siltitici ed arenacei	18.14	18	2	5	3
2	da -1.00 a -5.00 (4.00)	Coltre di alterazione della formazione di base , ben addensata, che, localmente, in particolare in destra idraulica torrente, lateralmente, passa a depositi di terrazzo alluvionale a prevalente componente sabbioso-limoso fine e sabbioso-argilloso dotata mediamente consistente	19.60	26	12	-	9
3	da -5.00	Unità del substrato rappresentata dal Membro di Sant'Angelo in Vado della Formazione Marnoso-Arenacea Marchigiana costituita dall'alternanza di peliti ed arenarie di colore grigio. Le peliti, predominanti rispetto alle arenarie, sono rappresentate da argilliti e marne siltose di colore grigio. Le arenarie, in strati variabili da sottili a spessi, spesso sono riconoscibili per il colore giallastro. A luogo nella formazione, a varie altezze stratigrafiche si rinvencono banchi arenacei di spessore variabile da 3 a 6 metri	22.10	24	125	-	30

dove:

profondità = profondità del letto dello strato dal piano di campagna;

potenza = potenza dello strato;

γ_n = peso di volume naturale;

φ = angolo d'attrito interno;

c_u = coesione

c_u = coesione non drenata

E_{ed} = modulo di compressibilità edometrica

La falda è variabile in funzione della profondità del substrato. Ovviamente la considereremo coincidente col piano campagna considerando saturi gli strati alteritici superficiali con l'eccezione della formazione del substrato

SISMICITÀ DELL'AREA E CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI

Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni 2018

CATEGORIA DI SUOLO DI FONDAZIONE B

9.4 METODOLOGIE DI SCAVO DELLE FONDAZIONI, STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO E PRESCRIZIONI IN GENERE

In progetto non sono previsti lavori di scavo qualora dovessero occorrere lo scavo del piano di fondazione dovrà essere realizzato mediante scavo a sezione obbligata e di sbancamento, previa realizzazione delle opportune opere di sostegno previste in progetto.

Trattandosi di scavi interferenti con viabilità, piazzali e proprietà private è previsto sempre lo scavo armato con blindaggio modulare; si prescrive l'utilizzo di attrezzature dotate di marchiatura CE adatte allo scopo. La Direzione di Cantiere dovrà produrre le schede tecniche prestazionali di tali attrezzature di blindaggio con le relative certificazioni CE, altresì dovrà essere prodotta idonea certificazione o calcolazioni di dettaglio che tali opere temporanee siano idonee sia a sopportare i carichi cui è sottoposto e sia a contenere gli spostamenti al minimo possibile compatibili con i fabbricati limitrofi e le loro pertinenze e compatibili con l'intero corpo stradale con tutte le sue opere di fondazione, di sostegno e di arredo. Tali calcolazioni dovranno essere trasmesse alla Direzione dei Lavori per la definitiva approvazione.

Nel caso in cui per eventuali scavi non si potesse prevedere il blindaggio, i fronti di scavo dovranno essere messi in sicurezza modellando le scarpe con una pendenza adeguata alle caratteristiche del terreno in sito, avendo cura di non caricare la scarpata, né con il passaggio di carichi mobili e né con lo stoccaggio dei materiali di lavorazione. In tal caso la Direzione di Cantiere dovrà operare le calcolazioni di dettaglio di tali opere temporanee che dimostrino la stabilità locale e globale; tali calcolazioni dovranno essere trasmesse alla Direzione dei Lavori per la definitiva approvazione.

Di seguito si riportano le valutazioni delle condizioni di stabilità seditive che la Direzione di Cantiere potrà utilizzare come riferimento nelle sue calcolazioni.

Valutazione delle condizioni di stabilità di scavo

Per la valutazione delle condizioni di stabilità degli scavi si è tenuto conto della classificazione dei suoli (Soil Classification System) come definiti dalla Norma Standard 1926 (Safety and health regulations for construction) dell'OSHA:

- Rocce stabili
- Terreno "tipo A"
- Terreno "tipo B"
- Terreno "tipo C"

Le rocce stabili sono definibili come un complesso di minerali solidi naturali che possono essere scavati con pareti verticali che rimangono intatte per tutto il periodo di esposizione agli agenti atmosferici.

Con terreno di "tipo A" si intendono i suoli coesivi costituiti da argille/limi o da terre a forte componente argillosa.

Con terreno di "tipo B" si intendono i terreni mediamente coesivi a parziale composizione granulare (sabbie e ghiaie con presenza di componente argillosa/limosa) o dotati di attrito interno come i terreni costituiti da frammenti rocciosi spigolosi.

Con terreno di "tipo C" si intendono i terreni incoerenti a comportamento granulare come le sabbie e le ghiaie.

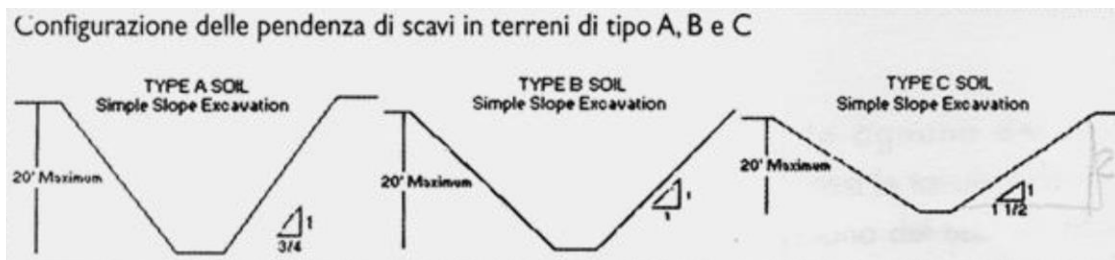
Le massime pendenze consentite, in funzione della classificazione sopra descritta, sono le seguenti:

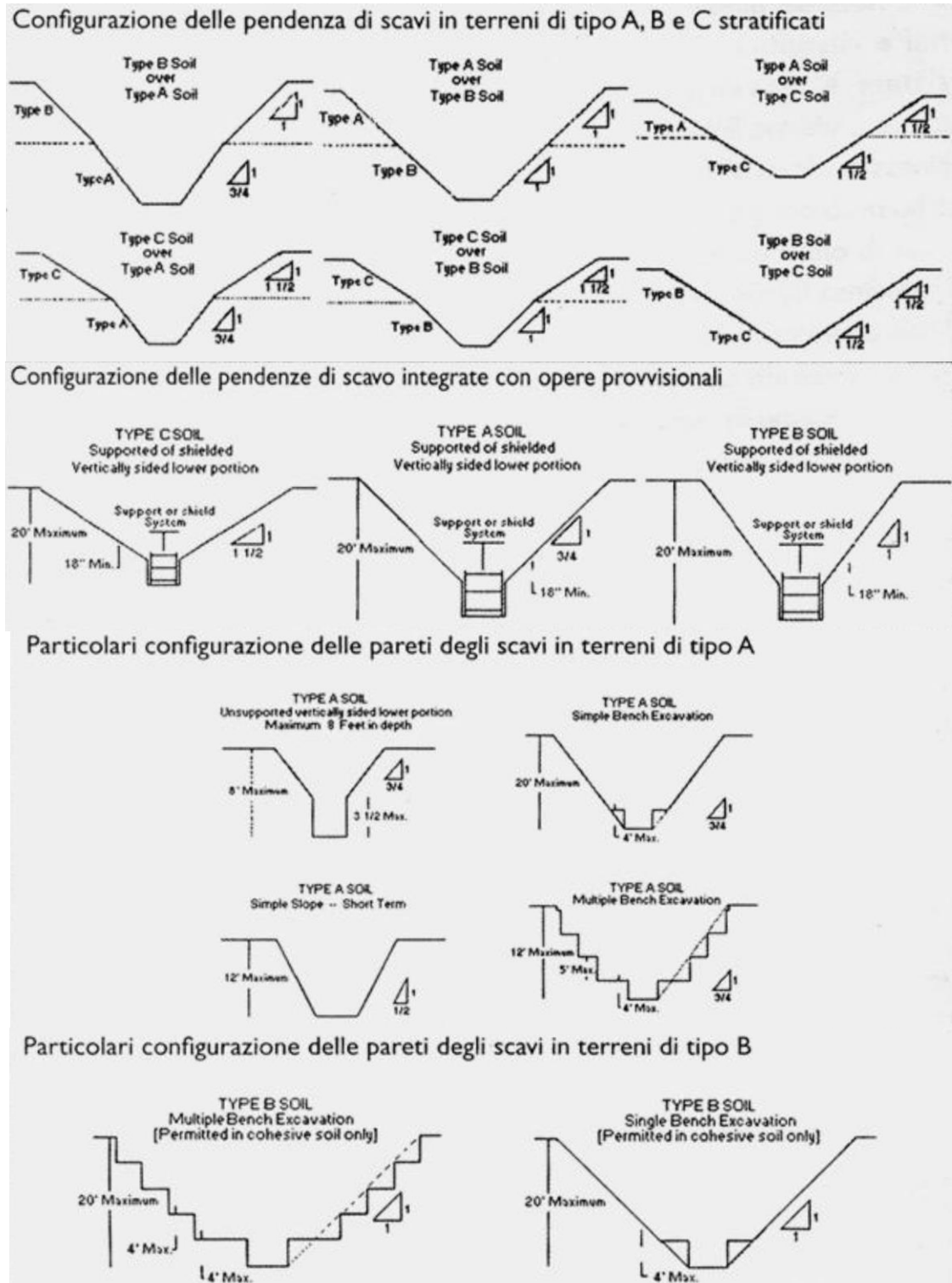
Tipo di roccia o terreno	Max pendenza consentita (h/v) per scavi di profondi meno di 6,10 m ***	
Roccia stabile	Verticale	90°
Terreno "tipo A" *	3/4:1	53°
Terreno "tipo B" **	1:1	45°
Terreno "tipo C"	1 1/2:1	34°

* per scavi di breve periodo (max 24 ore di scavo aperto) e di profondità max di 3,67 m, la max pendenza consentita è di 1/2:1 ovvero 63°.

** scavi tipo trincea con le pendenze consigliate possono essere realizzati, in assenza di opere provvisorie di sostegno, solo in terreni dotati di coesione.

*** pendenze (o gradonamenti) per scavi più profondi di 6,10 m devono essere realizzati su progetto di un ingegnere abilitato.





Nel nostro caso specifico gli scavi possono essere classificati come scavi a cielo aperto a sezione ristretta di breve periodo, con profondità inferiore a 3,11 m, interessanti terreni di "tipo B" (terreni dotati di attrito interno come i terreni costituiti da frammenti rocciosi spigolosi), per i quali si dovrà prevedere una **pendenza massima del fronte di scavo pari a 45°**.

Inoltre si dovrà avere cura di realizzare a lavoro ultimato un rinfilanco e rinterro degli scavi con un terreno asciutto proveniente dagli scavi opportunamente vagliato e costipato a strati al fine di garantire buone caratteristiche meccaniche e dunque minori spinte attive e maggiori spinte passive resistenti; ed al tempo stesso scongiurare fenomeni di cedimento.

9.5 STABILITÀ GLOBALE DELL'INTERVENTO

Gli interventi proposti nel presente progetto strutturale garantiranno la stabilità globale dell'area. Agli interventi nr. 23 è stata investigata anche la stabilità di versante che ha dato valori di sicurezza appena sufficienti. Il monitoraggio delle aree di intervento potranno eventualmente suggerire ulteriori strategie di azione sulla stabilizzazione del versante a monte in arre private.

9.6 TENSIONE AMMISSIBILE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E CARICO LIMITE

Nello specifico allegato di calcolo di ogni manufatto è riportato la verifica a carico limite della fondazione. **Tutte le verifiche risultano soddisfatte come evincibile dal fascicolo dei calcoli delle strutture e delle fondazioni.**

Per la fase di cantiere si prescrive che il carico ammissibile debba essere valutato secondo la seguente tabella estratta dalle norme DIN 1054.

TABELLA FND.1 - PRESSIONI MASSIME AMMISSIBILI IN kg/cm² SECONDO DIN 1054

Terreni non argillosi sufficientemente compatti									Terreni argillosi	
Profondità del piano di posa della fondazione	Sabbia da fine a media				Sabbia grossa fino a ghiaia				Consistenza del terreno	Tensioni ammissibili (kg/cm ²)
	per una lunghezza minima della fondazione di									
	0,4 m	1 m	5 m	10 m	0,4 m	1 m	5 m	10 m		
	Tensioni ammissibili (kg/cm ²)									
Fino a 0,5 m	0,15	0,20	0,25	0,30	0,20	0,30	0,40	0,50	Molto molle	0,0
1 m	0,20	0,30	0,40	0,50	0,25	0,35	0,50	0,60	Molle	0,4
2 m	0,25	0,35	0,50	0,60	0,30	0,45	0,60	0,80	Plastico	1,0
									Duro	2,0
									Molto duro	4,0

N.B. I valori intermedi devono essere interpolati linearmente.

Il carico ammissibile ricavabile dalla tabella è riportato per offrire al cantiere un parametro di veloce verifica in caso di realizzazione di opere temporanee per la costruzione.

La valutazione caso per caso deve essere effettuata dall'ingegnere di cantiere, e sottoposta al Direttore dei Lavori.

9.7 MONITORAGGI INCLINOMETRICI

Su ogni intervento è previsto l'installazione all'interno della palificata di un inclinometro che dovrà essere monitorato per tutta la durata delle opere fino al collaudo, trasferendo in itinere ed al collaudo i dati alla Provincia di Salerno Settore Viabilità per la supervisione ed eventuale continuazione del monitoraggio inclinometrico.

10 RELAZIONE DI CALCOLO – MURI DI SOSTEGNO

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il calcolo delle spinte, le verifiche di stabilità e di resistenza di muri di sostegno.

10.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTI

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 “*Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*”.

10.2 CALCOLO DELLE SPINTE

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono le seguenti, le medesime adottate dal metodo di calcolo secondo *Coulomb*, con l'estensione di *Muller-Breslau* e *Mononobe-Okabe*:

- In fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre generando tensioni tangenziali dovute all'attrito.
- Sul cuneo di spinta agiscono le seguenti forze: peso proprio del terreno, sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, spinte normali alle superfici di scorrimento del cuneo (da una parte contro il paramento e dall'altra contro la porzione di terreno indisturbato), forze di attrito che si innescano lungo le superfici del cuneo e che si oppongono allo scorrimento.
- In condizioni sismiche, al peso proprio del cuneo va aggiunta una componente orizzontale, ed eventualmente anche una verticale, pari al peso complessivo moltiplicato per il prodotto dei coefficienti sismici.
- Il fatto che il muro ha spostamenti significativi fa in modo che l'attrito che si genera è pari al valore massimo possibile, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva, quindi le risultanti delle reazioni sulle pareti del cuneo risultano inclinate di un angolo ϕ rispetto alla normale alla superficie di scorrimento.

Il programma *C.D.W. Win*, pur adottando le stesse ipotesi, piuttosto che utilizzare la formula di *Coulomb* in forma chiusa, applica la procedura originaria derivante dall'equilibrio delle forze agenti sul cuneo di spinta, cercando il valore di massimo della spinta per tentativi successivi su tutti i possibili cunei di spinta. Così facendo si possono aggiungere alle ipotesi già indicate le seguenti generalizzazioni, che invece devono essere trascurate utilizzando i metodi classici:

- Il terreno spingente può essere costituito da diversi strati, separati da superfici di forma generica, con caratteristiche geotecniche differenti.
- Il profilo dell'estradosso del terrapieno spingente può avere una forma generica qualsiasi, purché coerente con le caratteristiche del terreno.
- I sovraccarichi agenti sul terrapieno possono avere una distribuzione assolutamente libera.
- Può essere tenuta in conto la coesione interna del terreno e la forza di adesione tra terreno e muro.
- Si può calcolare la spinta di un muro con mensola aerea stabilizzante a monte, al di sotto della quale si crea un vuoto nel terreno.
- È possibile conoscere l'esatto andamento delle pressioni agenti sul profilo del muro anche nei casi sopra detti, in cui tale andamento non è lineare, ma la cui distribuzione incide sul calcolo delle sollecitazioni interne.
- Si può supporre anche l'esistenza una linea di rottura del cuneo interna, che va dal vertice estremo della mensola di fondazione a monte fino a intersecare il paramento, inclinata di un certo angolo legato a quello di attrito interno del terreno stesso. Si può quindi conoscere l'esatta forma del cuneo di spinta, per cui le forze in gioco variano in quanto solo una parte di esso è a contatto con il paramento. Il peso proprio del terreno portato sarà solo quello della parte di terrapieno che realmente rimarrà solidale con la fondazione e non risulterà interessato da scorrimenti, quindi in generale un triangolo. Ciò fa sì che il peso gravante sulla fondazione può risultare notevolmente inferiore a quello ricavato con i metodi usuali, dal momento che una parte è già stata conteggiata nel cuneo di spinta.

Per quanto riguarda la spinta passiva, quella del terrapieno a valle, le uniche differenze rispetto a quanto detto consistono nel fatto che le forze di attrito e di coesione tra le superfici di scorrimento del cuneo hanno la direzione opposta che nel caso di spinta attiva, nel senso che si oppongono a un moto di espulsione verso l'alto del cuneo, e la procedura iterativa va alla ricerca di un valore minimo piuttosto che un massimo.

Nei casi di fondazione su pali o muri tirantati si può ritenere più giusto adottare un tipo di spinta a riposo, che considera il cuneo di terreno non ancora formato e spostamenti dell'opera nulli o minimi. Tale spinta è in ogni caso superiore a quella attiva e la sua entità si dovrebbe basare su considerazioni meno semplicistiche. Il programma opera prendendo come riferimento una costante di spinta pari a:

$$K_o = 1 - 0,9 \times \sin \phi$$

essendo ϕ l'angolo di attrito interno del terreno, formula che si trova diffusamente in letteratura. Se tale deve essere la costante di spinta per un terreno uniforme, ad estradosso rettilineo orizzontale e privo di sovraccarichi e di azione sismica, viene ricavato un fattore di riduzione dell'angolo di attrito interno del terreno, tale che utilizzando questo angolo ridotto e la consueta procedura per il calcolo della spinta attiva, la costante fittizia di spinta attiva corrisponda alla costante a riposo della formula sopra riportata.

Una volta ricavato questo fattore riduttivo, il programma procede al calcolo con le procedure standard, mettendo in gioco le altre variabili, quali la sagomatura dell'estradosso e degli strati, la presenza di sovraccarichi variamente distribuiti e la condizione sismica. La giustificazione di ciò risiede nella considerazione in base alla quale in condizioni di spinta a riposo, gli spostamenti interni al terreno sono ridotti rispetto alla spinta attiva, quindi l'attrito che si mobilita è una parte di quello massimo possibile, e di conseguenza la spinta risultante cresce.

In base a queste considerazioni di ordine generale, il programma opera come segue:

- Si definisce la geometria di tutti i vari cunei di spinta di tentativo, facendo variare l'angolo di scorrimento dalla parte di monte da 0 fino al valore limite $90 - \phi$. Quindi in caso di terreno multistrato, la superficie di scorrimento sarà costituita da una spezzata con inclinazioni differenti da strato a strato. Ciò assicura valori di spinta maggiori rispetto a una eventuale linea di scorrimento unica rettilinea. L'angolo di scorrimento interno, quello dalla parte del paramento, qualora si attivi la procedura "*Coulomb estes*" è posto pari a $3/4$ dell'angolo utilizzato a monte. Tale percentuale è quella che massimizza il valore della spinta. È possibile però attivare la procedura "*Coulomb classico*", in cui tale superficie si mantiene verticale, ma utilizzando in ogni caso l'angolo di attrito tra terreno e muro.
- Si calcola l'entità complessiva dei sovraccarichi agenti sul terrapieno che ricadono nella porzione di estradosso compresa nel cuneo di spinta.
- Si calcola il peso proprio del cuneo di spinta e le eventuali componenti sismiche orizzontali e verticali dovute al peso proprio ed eventualmente anche ai sovraccarichi agenti sull'estradosso.
- Si calcolano le eventuali azioni tangenziali sulle superfici interne dovute alla coesione interna e all'adesione tra terreno e muro.
- In base al rispetto dell'equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale, nota l'inclinazione delle spinte sulle superfici interne (pari all'angolo di attrito), sviluppato in base a tutte le forze agenti sul concio, si ricavano le forze incognite, cioè le spinte agenti sul paramento e sulla superficie di scorrimento interna del cuneo.
- Si ripete la procedura per tutti i cunei di tentativo, ottenuti al variare dell'angolo alla base. Il valore massimo (minimo nel caso di spinta passiva) tra tutti quelli calcolati corrisponde alla spinta del terrapieno.

10.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Il programma opera in ottemperanza alle norme attuali per quanto riguarda le combinazioni di carico da usare per i vari tipi di verifiche. In particolare viene rispettato quanto segue.

- Le verifiche di resistenza del paramento e della fondazione SLU vengono effettuate in base alle combinazioni di carico del tipo A1, riportate nei tabulati di stampa.
- Le verifiche geotecniche di portanza e scorrimento vengono effettuate in base alle combinazioni di tipo A1 e A2, in caso di approccio del tipo 1, oppure utilizzando le sole combinazioni del tipo A1, in caso di approccio 2.
- Il sisma verticale viene considerato alternativamente in direzione verso l'alto e verso il basso. La spinta riportata nei tabulati si riferisce al caso in cui la spinta risulta maggiore.

- Le verifiche al ribaltamento vengono svolte utilizzando i coefficienti riportati in norma nella tabella 6.2.I secondo le modalità previste dalla norma stessa, annullando quindi i contributi delle singole azioni che abbiano un effetto stabilizzante.

- I coefficienti delle combinazioni di carico riportati nei tabulati di stampa si riferiscono esclusivamente ai sovraccarichi applicati sul terrapieno e sul muro stesso. Il peso proprio strutturale del muro e quello del terreno di spinta vengono trattati in base a quanto prevede la norma per i pesi propri strutturali e non strutturali, a prescindere dai coefficienti utilizzati per le varie combinazioni.

10.4 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione. Non va eseguita se la fondazione è su pali. Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.
- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle (da considerare nella quota parte indicata nei dati generali).
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola area a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Forze massime attivabili nei tiranti per moto di ribaltamento.
- Forze di pretensione dei tiranti.
- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.
- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della mensola di fondazione a valle. In presenza di dente di fondazione disposto a valle, il punto di equilibrio è quello più esterno al di sotto del dente.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione. Qualora tale singolo momento abbia un effetto ribaltante verrà conteggiato nel momento ribaltante complessivo, qualora invece abbia un effetto stabilizzante farà parte del momento stabilizzante complessivo. Può quindi accadere che il momento ribaltante sia pari a 0, e ciò fisicamente significa che incrementando qualunque forza, ma mantenendone la linea d'azione, il muro non andrà mai in ribaltamento.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

10.5 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento, tranne per il fatto che per i tiranti il sistema di forze è quello che si innesca per moto di traslazione. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento del muro, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

In presenza di dente di fondazione, la linea di scorrimento non è più quella di base della fondazione, ma è una linea che attraversa il terreno sotto la fondazione, e che congiunge il vertice basso interno del dente con l'estremo della mensola di fondazione opposta. In tal caso quindi l'attrito e l'adesione sono quelli interni del terreno. In questo caso viene conteggiato pure il peso della parte di terreno sottostante alla fondazione che nel moto di scorrimento rimane solidale con il muro.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella instabilizzante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

10.6 CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di *Brinch-Hansen*. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità. Esiste un tipo di pressione limite a lungo termine, in condizioni drenate, e un altro a breve termine in eventuali condizioni non drenate.

Le espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

- *In condizioni drenate:*

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \Gamma \cdot B \cdot N_g \cdot i_g \cdot d_g \cdot b_g \cdot s_g \cdot g_g + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

- *In condizioni non drenate:*

$$Q_{lim} = C_u \cdot N_{c'} \cdot i_{c'} \cdot d_{c'} \cdot b_{c'} \cdot s_{c'} \cdot g_{c'} + Q \cdot i_{q'} \cdot d_{q'} \cdot b_{q'} \cdot s_{q'} \cdot g_{q'}$$

Fattori di portanza, ϕ in gradi:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_{c'} = 2 + \pi$$

$$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0,1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{q'} = 1$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{c'} = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_g = s_q$$

Fattori di profondità, K espresso in radianti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$$

$$d_{q'} = 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$d_g = 1$$

$$\text{dove } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ o } K = \arctan \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^m$$

$$i_{q'} = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$i_{c'} = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot C_u \cdot N_c}$$

$$i_g = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^{m+1}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

con

Fattori di inclinazione del piano di posa, η in radianti:

$$b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2$$

$$b_{q'} = 1$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$b_{c'} = 1 - 2 \cdot \frac{\eta}{N_{c'}}$$

$$b_g = g_q$$

Fattori di inclinazione del terreno, β in radianti:

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g_{q'} = 1$$

$$g_c = 1 - 2 \cdot \frac{\beta}{N_{c'}}$$

$$g_g = g_q$$

essendo:

- Γ = peso specifico del terreno di fondazione
- Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione
- e = eccentricità della risultante M/N in valore assoluto
- B = $B_t - 2 \times e$, larghezza della fondazione parzializzata
- B_t = larghezza totale della fondazione
- C = coesione del terreno di fondazione
- D = profondità del piano di posa
- L = sviluppo della fondazione
- H = componente del carico parallela alla fondazione
- V = componente del carico ortogonale alla fondazione
- C_u = coesione non drenata del terreno di fondazione
- Ca = adesione alla base tra terreno e muro
- η = angolo di inclinazione del piano di posa
- β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

10.7 MURI IN CALCESTRUZZO A MENSOLA

Sulle sezioni del paramento e delle varie mensole, aeree e di fondazione, si effettua il progetto delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio in corrispondenza di tutte le sezioni singolari (punti di attacco e di spigolo) e in tutte

quelle intermedie ad un passo pari a quello imposto nei dati generali. Vengono applicate le formule classiche relative alle sezioni rettangolari in cemento armato, con il progetto dell'armatura necessaria.

10.8 CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL TERRAPIENO A MONTE

Per il calcolo dei cedimenti permanenti causati dall'azione sismica, il programma opera come segue. Innanzitutto vengono calcolate le spinte per una ulteriore modalità di azione sismica, cioè quella relativa allo stato limite di danno (SLD). A seguito del calcolo di tali spinte, per le sole combinazioni sismiche, si calcola lo spostamento residuo del muro per traslazione rigida, ricavato in base alla seguente formulazione di *Richards & Elms*:

$$d = \frac{0.087 \times V^2}{Acc \times \left(\frac{A_{lim}}{Acc} \right)^{-4}}$$

in cui si ha:

d = spostamento sismico residuo

$V = 0.16 \times Acc \times g \times S \times Tc$

Acc = accelerazione sismica adimensionale SLD

$g = 9.80665$ = accelerazione di gravità

S = coefficiente di amplificazione stratigrafico

Tc = coefficiente di amplificazione topografico

A_{lim} = accelerazione oltre la quale si innesca lo scorrimento della fondazione per superamento del limite dell'attrito

Una volta ricavato, per ciascuna combinazione di carico, tale spostamento orizzontale, si calcola il volume del terreno interessato a tale spostamento, pari allo spostamento stesso per l'altezza complessiva del muro, comprensiva dello spessore della fondazione. Il cedimento verticale del terreno a ridosso del muro viene quindi calcolato con la seguente formula (*Bowles* - metodo di *Caspe*):

$$S_v = 4 Vol / D$$

essendo Vol il volume di terreno interessato dallo spostamento del muro e D la distanza in orizzontale dal muro alla quale si annullano i cedimenti. Quest'ultima è assimilata alla dimensione orizzontale massima del cuneo di rottura del terreno spingente.

Infine i cedimenti lungo il tratto interessato sono calcolati con legge decrescente col quadrato della distanza X dal paramento:

$$S_x = S_v * (X / D)^2.$$

11 RELAZIONE DI CALCOLO VERIFICA DI STABILITÀ DEI PENDII

La presente relazione è relativa alla verifica di pendii naturali, di scarpate per scavi e di opere in terra.

11.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle Norme Tecniche per le costruzioni emanate con il D.M. 14/01/2008 pubblicato nel suppl. 30 G.U. 29 del 4/01/2008, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 2 Febbraio 2009, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".

Le verifiche sono state condotte rispetto agli stati limite di tipo geotecnico (GEO) applicando alle caratteristiche geotecniche del terreno i coefficienti parziali del gruppo M2 (Tab. 6.2.II NTC).

11.2 VERIFICHE DI STABILITÀ

I fenomeni franosi possono essere ricondotti alla formazione di una superficie di rottura lungo la quale le forze, che tendono a provocare lo scivolamento del pendio, non risultano equilibrate dalla resistenza a taglio del terreno lungo tale superficie.

La verifica di stabilità del pendio si riconduce alla determinazione di un coefficiente di sicurezza, relativo ad una ipotetica superficie di rottura, pari al rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e la resistenza al taglio mobilitata.

Suddiviso il pendio in un determinato numero di conci di uguale ampiezza, per ogni concio si possono individuare:

- a) il peso;
- b) la risultante delle forze esterne agenti sulla superficie;
- c) le forze inerziali orizzontali e verticali;
- d) le reazioni normali e tangenziali mutue tra i conci;
- e) le reazioni normali e tangenziali alla base dei conci;
- f) le pressioni idrostatiche alla base.

Sotto l'ipotesi che la base di ciascun concio sia piana e che lungo la superficie di scorrimento valga il criterio della rottura alla Mohr-Coulomb, che correla tra loro le reazioni tangenziali e normali alla base, le incognite, per la determinazione dello equilibrio di ogni concio, risultano essere le reazioni laterali, i loro punti di applicazione, e la reazione normale alla base.

Per la determinazione di tutte le incognite, le equazioni di equilibrio risultano insufficienti, per cui il problema della stabilità dei pendii è, in via rigorosa, staticamente indeterminato. La risoluzione del problema va perseguita introducendo ulteriori condizioni sugli sforzi agenti sui conci. Tali ulteriori ipotesi differenziano sostanzialmente i diversi metodi di calcolo.

I casi in cui non è possibile stabilire un coefficiente di sicurezza per il pendio vengono segnalati attraverso le seguenti stringhe:

SCARTATA : coefficiente di sicurezza minore di 0,1;

NON CONV. : convergenza del metodo di calcolo non ottenuta;

ELEM.RIG. : intersezione della superficie di scivolamento con un corpo rigido.

METODO DI BELL

L'ipotesi alla base del metodo consiste nell'imporre una specifica distribuzione delle tensioni normali lungo la superficie di scivolamento.

Definite le quantità:

$$- f = \operatorname{sen} \left(2 \cdot pg \cdot \frac{xb - xi}{xb - xa} \right)$$

- pg = costante pi greca

- xb = ascissa punto di monte del pendio

- xa = ascissa punto di valle del pendio

- xi = ascissa parete di monte del pendio

- Kx, Ky = coeff. sismici orizzontale e verticale

- xci = ascissa punto medio alla base del concio i

- zci = ordinata punto medio alla base del concio i

- xgi, ygi = ascissa e ordinata baricentro concio i

- xmi, ymi = ascissa e ordinata punto applicazione risultante forze esterne

il coefficiente di sicurezza F scaturisce come parametro contenuto nei coefficienti del sistema di equazioni:

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{14} \\ a_{24} \\ a_{34} \end{bmatrix}$$

dove:

$$\begin{aligned} a_{11} &= (1 - Kx) \cdot \left(\sum_i W_i \cdot \cos^2(a_i) \cdot \tan(fi) - F \cdot \sum_i W_i \sin(a_i) \cos(a_i) \right) \\ a_{12} &= \sum_i f \cdot b \cdot \tan(fi) - F \cdot \sum_i f \cdot b \cdot \tan(a_i) \\ a_{13} &= \sum_i c_i \cdot b \\ a_{14} &= \sum_i u_i \cdot b \cdot \tan(fi) + F(Kx \cdot \sum_i W_i - Q_i) \\ a_{21} &= (1 - Ky) \cdot \left(\sum_i W_i \cdot \sin(a_i) \cos(a_i) \cdot \tan(fi) + F \cdot \sum_i W_i \cos^2(a_i) \right) \\ a_{22} &= \sum_i f \cdot b \cdot \tan(a_i) + F \cdot \sum_i f \cdot b \\ a_{23} &= \sum_i c_i \cdot b \cdot \tan(a_i) \\ a_{24} &= \sum_i u_i \cdot b \cdot \tan(a_i) \cdot \tan(fi) + F \left[(1 - Ky) \cdot \sum_i W_i + P_i \right] \\ a_{31} &= (1 - Ky) \cdot \left\{ \begin{aligned} &\sum_i (W_i \cdot \cos^2(a_i) \cdot \tan(fi)) \cdot zci - \\ &\left[- \sum_i (W_i \cdot \sin(a_i) \cos(a_i) \tan(fi)) \cdot xci - F \left[\sum_i (W_i \cos^2(a_i)) \cdot xci + \sum_i (W_i \sin(a_i) \cos(a_i)) \cdot zci \right] \right] \end{aligned} \right\} \\ a_{32} &= \sum_i (f \cdot b \cdot \tan(a_i)) \cdot zci - \sum_i (f \cdot b \cdot \tan(a_i) \tan(fi)) \cdot xci - F \cdot \left[\sum_i (f \cdot b \cdot \tan(a_i)) \cdot zci + \sum_i (f \cdot b \cdot xci) \right] \\ a_{33} &= \sum_i (c_i \cdot b) \cdot zci - \sum_i (c_i \cdot b \cdot \tan(a_i)) \cdot xci \\ a_{34} &= \sum_i (u_i \cdot b \cdot \tan(fi)) \cdot zci - \sum_i (u_i \cdot b \cdot \tan(a_i) \tan(fi)) \cdot xci + F \cdot Kx \sum_i W_i \cdot ygi - (1 - Ky) \sum_i W_i \cdot xgi - Q_i \cdot ymi - P_i \cdot xmi \end{aligned}$$

METODO DI BISHOP

Le ipotesi alla base dell'espressione di Bishop del coefficiente di sicurezza sono date da:

- a) superficie di scivolamento circolare;
- b) uguaglianza delle reazioni normali alle facce laterali dei conci.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^N [c_i \cdot b + (W_i (1 - Kv) - u_i \cdot b) \tan(fi)] \frac{\sec(a_i)}{1 + \tan(fi) \tan(a_i)}}{\sum_{i=1}^N W_i \left[(1 - Kv) \sin(a_i) + \frac{Kh \cdot dh_i}{R} \right]}$$

(1)

dove:

- N = numero di conci in cui e' suddiviso il pendio
- ci = coesione alla base del concio i
- b = larghezza del concio
- Wi = peso del concio
- ui = pressione interstiziale alla base
- fi = angolo di attrito del terreno alla base del concio
- ai = inclinazione della base del concio
- Kv = coefficiente sismico verticale
- Kh = coefficiente sismico orizzontale
- R = raggio del cerchio di scivolamento
- dhi = distanza verticale del profilo superiore del concio dal centro della superficie di scivolamento

Tale espressione del coefficiente di sicurezza F risulta in forma implicita, pertanto viene risolta per via ITERATIVA.

METODO DI JAMBU

L'ipotesi alla base del metodo è la conoscenza della posizione della linea di spinta, pertanto risultano noti i bracci delle reazioni laterali ai conci.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^N A_i}{\sum_{i=1}^N B_i}$$

(2)

posto:

$$A_i = \left[ci + \left(\frac{dW}{b} + \frac{dX}{b} - u_i \right) \tan(fi) \right] \frac{b}{ni}$$

(3)

$$ni = \frac{1 + \frac{\tan(a_i) \tan(fi)}{F}}{1 + \tan^2(a_i)}$$

(4)

$$B_i = Qi + Kh \cdot W_i + (dW + dX) \tan(a_i)$$

(5)

dove, oltre alle quantità già definite per il metodo di Bishop, si definiscono le ulteriori grandezze:

- $dW = W_i + P_i$
- P_i = forze verticali esterne agenti sul concio i
- Q_i = forze orizzontali sulla superficie esterna
- dX = differenza tra le forze tangenziali sulle superfici opposte del concio, che scaturiscono dallo equilibrio alla rotazione delle forze statiche e delle forze sismiche.

Il coefficiente di sicurezza F viene determinato in via iterativa ponendo al primo tentativo $dX = 0$ e $ni = 1$.

12 SOFTWARE UTILIZZATI E TIPO DI ELABORATORE

12.1 SOFTWARE UTILIZZATO

CDBWin e CDWWin - versione full rel.2020 con licenza chiave n° 21862 e 21863 prodotta dalla:
S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.
Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri
95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

12.2 ELABORATORE UTILIZZATO

MARCA	MAC
MODELLO	IMAC 27"/931GB
PROCESSORE	3.20GHZ INTEL CORE i5-4570 CPU
RAM	8GB
S.O.	Windows 7 PROFESSIONAL SP1
VERSIONE	Service Pack 1
REGISTRAZIONE	00371-OEM-9045631-99639

12.3 CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Si allega alla presente i test sui casi prova forniti dalla S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti. La S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

12.4 VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

12.5 PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 14.01.2008.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli per il valore delle le azioni pari a quelle di esercizio.

13 CONCLUSIONI

L'analisi dei complessi strutturali oggetto della seguente relazione e di tutti gli elaborati allegati ha evidenziato un buon comportamento sia sotto l'azione dei soli carichi verticali che sotto l'azione sismica.

In applicazione il menzionato progetto è stato redatto nel rispetto del D.M.17/01/2018.

Tutte le verifiche eseguite risultano soddisfatte secondo i livelli di sicurezza previsti dalla normativa vigente ed attestano la conformità delle strutture verificate a quanto disposto dalla stessa legislazione.

Al fine di valutare l'affidabilità dei risultati ottenuti dall'analisi automatica è stata condotta una valutazione complessiva consistente nel confronto con i risultati di semplici calcoli eseguiti con metodi tradizionali e adottati in fase di prima verifica della struttura.

Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, è stata valutata la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

IL PROGETTISTA STRUTTURALE

14 ALLEGATI E FASCICOLO DEI CALCOLI E RELAZIONE SINTETICA DEI RISULTATI

In allegato si riportano i seguenti allegati di calcolo per le opere strutturali di cui alla presente relazione.

ALLEGATO 1 – SCOGLIERA

Allegato 1.1 - TABULATI DI CALCOLO – Scogliera

Allegato 1.2 - TABULATI DI CALCOLO – Verifica di stabilità del pendio

ALLEGATO 2 – GABBIONATA

Allegato 2.1 - TABULATI DI CALCOLO – Gabbionata

Allegato 2.2 - TABULATI DI CALCOLO – Verifica di stabilità del pendio

**COMUNE DI SANT'ANGELO IN VADO
PROVINCIA DI PESARO URBINO**

**ALLEGATO 1.1
TABULATI DI CALCOLO**

OGGETTO:

SCOGLIERA

PRE-RELAZIONE

RELAZIONE DI CALCOLO

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il calcolo delle spinte, le verifiche di stabilità e di resistenza di muri di sostegno.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione sono le Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni".

CALCOLO DELLE SPINTE

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono le seguenti, le medesime adottate dal metodo di calcolo secondo Coulomb, con l'estensione di Muller-Breslau e Mononobe-Okabe:

- In fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre generando tensioni tangenziali dovute all'attrito.
- Sul cuneo di spinta agiscono le seguenti forze: peso proprio del terreno, sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, spinte normali alle superfici di scorrimento del cuneo (da una parte contro il paramento e dall'altra contro la porzione di terreno indisturbato), forze di attrito che si innescano lungo le superfici del cuneo e che si oppongono allo scorrimento.
- In condizioni sismiche, al peso proprio del cuneo va aggiunta una componente orizzontale, ed eventualmente anche una verticale, pari al peso complessivo moltiplicato per il prodotto dei coefficienti sismici.
- Il fatto che il muro ha spostamenti significativi fa in modo che l'attrito che si genera è pari al valore massimo possibile, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva, quindi le risultanti delle reazioni sulle pareti del cuneo risultano inclinate di un angolo ϕ rispetto alla normale alla superficie di scorrimento.

Il programma C.D.W. Win, pur adottando le stesse ipotesi, piuttosto che utilizzare la formula di Coulomb in forma chiusa, applica la procedura originaria derivante dall'equilibrio delle forze agenti sul cuneo di spinta, cercando il valore di massimo della spinta per tentativi successivi su tutti i possibili cunei di spinta. Così facendo si possono aggiungere alle ipotesi già indicate le seguenti generalizzazioni, che invece devono essere trascurate utilizzando i metodi classici:

- Il terreno spingente può essere costituito da diversi strati, separati da superfici di forma generica, con caratteristiche geotecniche differenti.
- Il profilo dell'estradosso del terrapieno spingente può avere una forma generica qualsiasi, purché coerente con le caratteristiche del terreno.
- I sovraccarichi agenti sul terrapieno possono avere una distribuzione assolutamente libera.
- Può essere tenuta in conto la coesione interna del terreno e la forza di

PRE-RELAZIONE

adesione tra terreno e muro.

- Si può calcolare la spinta di un muro con mensola aerea stabilizzante a monte, al di sotto della quale si crea un vuoto nel terreno.
- E' possibile conoscere l'esatto andamento delle pressioni agenti sul profilo del muro anche nei casi sopra detti, in cui tale andamento non è lineare, ma la cui distribuzione incide sul calcolo delle sollecitazioni interne.
- Si può supporre anche l'esistenza una linea di rottura del cuneo interna, che va dal vertice estremo della mensola di fondazione a monte fino a intersecare il paramento, inclinata di un certo angolo legato a quello di attrito interno del terreno stesso. Si può quindi conoscere l'esatta forma del cuneo di spinta, per cui le forze in gioco variano in quanto solo una parte di esso è a contatto con il paramento. Il peso proprio del terreno portato sarà solo quello della parte di terrapieno che realmente rimarrà solidale con la fondazione e non risulterà interessato da scorrimenti, quindi in generale un triangolo. Ciò fa sì che il peso gravante sulla fondazione può risultare notevolmente inferiore a quello ricavato con i metodi usuali, dal momento che una parte è già stata conteggiata nel cuneo di spinta.

Per quanto riguarda la spinta passiva, quella del terrapieno a valle, le uniche differenze rispetto a quanto detto consistono nel fatto che le forze di attrito e di coesione tra le superfici di scorrimento del cuneo hanno la direzione opposta che nel caso di spinta attiva, nel senso che si oppongono a un moto di espulsione verso l'alto del cuneo, e la procedura iterativa va alla ricerca di un valore minimo piuttosto che un massimo.

Nei casi di fondazione su pali o muri tirantati si può ritenere più giusto adottare un tipo di spinta a riposo, che considera il cuneo di terreno non ancora formato e spostamenti dell'opera nulli o minimi. Tale spinta è in ogni caso superiore a quella attiva e la sua entità si dovrebbe basare su considerazioni meno semplicistiche. Il programma opera prendendo come riferimento una costante di spinta pari a:

$$K_0 = 1 - 0,9 * \tan \alpha$$

essendo α l'angolo di attrito interno del terreno, formula che si trova diffusamente in letteratura. Se tale deve essere la costante di spinta per un terreno uniforme, ad estradosso rettilineo orizzontale e privo di sovraccarichi e di azione sismica, viene ricavato un fattore di riduzione dell'angolo di attrito interno del terreno, tale che utilizzando questo angolo ridotto e la consueta procedura per il calcolo della spinta attiva, la costante fittizia di spinta attiva corrisponda alla costante a riposo della formula sopra riportata. Una volta ricavato questo fattore riduttivo, il programma procede al calcolo con le procedure standard, mettendo in gioco le altre variabili, quali la sagomatura dell'estradosso e degli strati, la presenza di sovraccarichi variamente distribuiti e la condizione sismica. La giustificazione di ciò risiede nella considerazione in base alla quale in condizioni di spinta a riposo, gli spostamenti interni al terreno sono ridotti rispetto alla spinta attiva, quindi l'attrito che si mobilita è una parte di quello massimo possibile, e di conseguenza la spinta risultante cresce.

In base a queste considerazioni di ordine generale, il programma opera come segue.

- Si definisce la geometria di tutti i vari cunei di spinta di tentativo, facendo variare l'angolo di scorrimento dalla parte di monte da 0 fino al valore limite $90 - \alpha$. Quindi in caso di terreno multistrato, la superficie di scorrimento sarà costituita da una spezzata con inclinazioni differenti da strato a strato. Ciò assicura valori di spinta maggiori rispetto a una eventuale linea di scorrimento unica rettilinea. L'angolo di scorrimento interno, quello dalla parte del paramento, qualora si attivi la procedura 'Coulomb esteso' è posto pari a $3/4$ dell'angolo utilizzato a monte. Tale percentuale è quella che massimizza il valore della spinta. E' possibile però attivare la procedura 'Coulomb classico', in cui tale superficie si mantiene verticale, ma utilizzando in ogni caso l'angolo di attrito tra terreno e muro.
- Si calcola l'entità complessiva dei sovraccarichi agenti sul terrapieno che

PRE-RELAZIONE

ricadono nella porzione di estradosso compresa nel cuneo di spinta.

- Si calcola il peso proprio del cuneo di spinta e le eventuali componenti sismiche orizzontali e verticali dovute al peso proprio ed eventualmente anche ai sovraccarichi agenti sull'estradosso.
- Si calcolano le eventuali azioni tangenziali sulle superfici interne dovute alla coesione interna e all'adesione tra terreno e muro.
- In base al rispetto dell'equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale, nota l'inclinazione delle spinte sulle superfici interne (pari all'angolo di attrito), sviluppato in base a tutte le forze agenti sul concio, si ricavano le forze incognite, cioè le spinte agenti sul paramento e sulla superficie di scorrimento interna del cuneo.
- Si ripete la procedura per tutti i cunei di tentativo, ottenuti al variare dell'angolo alla base. Il valore massimo (minimo nel caso di spinta passiva) tra tutti quelli calcolati corrisponde alla spinta del terrapieno.

COMBINAZIONI DI CARICO

Il programma opera in ottemperanza alle norme attuali per quanto riguarda le combinazioni di carico da usare per i vari tipi di verifiche. In particolare viene rispettato quanto segue.

- Le verifiche di resistenza del paramento e della fondazione SLU vengono effettuate in base alle combinazioni di carico del tipo A1, riportate nei tabulati di stampa.
- Le verifiche geotecniche di portanza e scorrimento vengono effettuate in base alle combinazioni di tipo A1 e A2, in caso di approccio del tipo 1, oppure utilizzando le sole combinazioni del tipo A1, in caso di approccio 2.
- Il sisma verticale viene considerato alternativamente in direzione verso l'alt e verso il basso. La spinta riportata nei tabulati, e successivamente utilizzata per le verifiche, si riferisce al caso in cui la spinta risulta maggiore.
- Le verifiche al ribaltamento vengono svolte utilizzando i coefficienti riportati in norma nella tabella 6.2.I secondo le modalità previste dalla norma stessa, annullando quindi i contributi delle singole azioni che abbiano un effetto stabilizzante.
- I coefficienti delle combinazioni di carico riportati nei tabulati di stampa si riferiscono esclusivamente ai sovraccarichi applicati sul terrapieno e sul muro stesso. Il peso proprio strutturale del muro e quello del terreno di spinta vengono trattati in base a quanto prevede la norma per i pesi propri strutturali e non strutturali, a prescindere dai coefficienti utilizzati per le varie combinazioni.

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione. Non va eseguita se la fondazione è su pali. Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.
- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle (da considerare nella quota parte indicata nei dati generali).
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola area a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Forze massime attivabili nei tiranti per moto di ribaltamento.
- Forze di pretensione dei tiranti.

PRE-RELAZIONE

- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.
- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della mensola di fondazione a valle. In presenza di dente di fondazione disposto a valle, il punto di equilibrio è quello più esterno al di sotto del dente.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione. Qualora tale singolo momento abbia un effetto ribaltante verrà conteggiato nel momento ribaltante complessivo, qualora invece abbia un effetto stabilizzante farà parte del momento stabilizzante complessivo. Può quindi accadere che il momento ribaltante sia pari a 0, e ciò fisicamente significa che incrementando qualunque forza, ma mantenendone la linea d'azione, il muro non andrà mai in ribaltamento.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento, tranne per il fatto che per i tiranti il sistema di forze è quello che si innesca per moto di traslazione. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento del muro, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

In presenza di dente di fondazione, la linea di scorrimento non è più quella di base della fondazione, ma è una linea che attraversa il terreno sotto la fondazione, e che congiunge il vertice basso interno del dente con l'estremo della mensola di fondazione opposta. In tal caso quindi l'attrito e l'adesione sono quelli interni del terreno. In questo caso viene conteggiato pure il peso della parte di terreno sottostante alla fondazione che nel moto di scorrimento rimane solidale con il muro.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella instabilizzante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di Brinch-Hansen. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità. Esiste un tipo di pressione limite a lungo termine, in condizioni drenate, e un'altro a breve termine in condizioni non drenate, qualora la situazione lo richieda. Le espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

In condizioni drenate: $Q_{lim} = 1/2 \cdot \Gamma \cdot B \cdot N_g \cdot i_g \cdot d_g \cdot b_g \cdot s_g \cdot g_g + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$

PRE-RELAZIONE

In condizioni non drenate: $Q_{lim} = C_u \cdot N_c' \cdot ic' \cdot dc' \cdot bc' \cdot sc' \cdot gc' + Q \cdot iq' \cdot dq' \cdot bq' \cdot sq' \cdot gq'$

Fattori di portanza: $N_q = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi)}$ (φ in gradi)
 $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$
 $N_c' = 2 + \pi$
 $N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$

Fattori di forma: $s_q = 1 + 0,1 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$
 $s_q' = 1$
 $s_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$
 $s_c' = 1 + 0,2 \cdot (B/L)$
 $s_g = s_q$

Fattori di profondità: $d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot k$
 $d_q' = 1$
 $d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \tan \varphi)$
 $d_c' = 1 + 0,4 \cdot k$
 $d_g = 1$
 $k = D/B$ se $D/B \leq 1$; altrimenti $k = \arctan(D/B)$,
 espresso in radianti.

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$iq = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot Ca \cdot \cot \varphi} \right]^m$$

$$iq' = 1$$

$$ic = iq - \frac{1 - iq}{N_c \cdot \tan \varphi}$$

$$ic' = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot C_u \cdot N_c}$$

$$ig = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot Ca \cdot \cot \varphi} \right]^{m+1}$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa:

$$bq = (1 - \eta \cdot \tan \varphi)^2 \quad (\eta \text{ in radianti})$$

$$bq' = 1$$

$$bc = bq - (1 - bq) / (N_c \cdot \tan \varphi)$$

$$bc' = 1 - 2 \cdot \eta / N_c' \quad (\eta \text{ in radianti})$$

$$bg = bq$$

Fattori di inclinazione del terreno:

$$gq = (1 - \tan \beta)^2$$

$$gq' = 1$$

$$gc = gq - (1 - gq) / (N_c \cdot \tan \varphi)$$

$$gc' = 1 - 2 \cdot \beta / N_c' \quad (\beta \text{ in radianti})$$

$$gg = gq$$

PRE-RELAZIONE

essendo:

Γ = peso specifico del terreno di fondazione
 Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione
 e = eccentricità della risultante (M/N) in valore assoluto
 B = $B_t - 2 \cdot e$, larghezza della fondazione parzializzata
 B_t = larghezza totale della fondazione
 C = coesione del terreno di fondazione
 D = profondità del piano di posa
 L = sviluppo della fondazione
 H = componente del carico parallela alla fondazione
 V = componente del carico ortogonale alla fondazione
 C_u = coesione non drenata del terreno di fondazione
 C_a = adesione alla base tra terreno e muro
 η = angolo di inclinazione del piano di posa
 β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

MURI A GRAVITA' O A GABBIONI

Per i muri a gravità viene effettuata la verifica di resistenza in tutte le sezioni corrispondenti ai gradoni o alla separazione tra i gabbioni, oltre che in quelle intermedie al passo imposto nei dati generali.

La verifica che si effettua è quella di sezione rettangolare presso-inflessa e sollecitata a taglio, costituita da materiale non reagente a trazione o con una debole resistenza. Per i muri a gabbioni la resistenza a trazione del materiale si ipotizza sempre nulla. La sezione reagente risulterà essere una parzializzazione di quella intera, e solo in essa sarà attiva una certa distribuzione di tensioni interne. In generale se la sezione risulta interamente reagente, il diagramma delle tensioni normali sarà di tipo trapezio, eventualmente intrecciato; se la sezione è parzializzata e il materiale è non reagente a trazione, il diagramma della parte reagente sarà triangolare con un punto di nullo in corrispondenza dell'asse neutro; se la sezione è parzializzata e il materiale ha una certa resistenza a trazione, il diagramma sarà a farfalla, con un valore minimo pari alla resistenza massima a trazione e un massimo tale che l'integrale delle pressioni equilibri il sistema delle sollecitazioni.

La verifica a taglio viene effettuata confrontando il taglio di esercizio che si sviluppa nella sezione reagente, con la resistenza tagliante massima, composta da una parte costante, data dalla resistenza interna propria del tipo di materiale (coesione fittizia), e da una ulteriore componente data dall'attrito che si ingenera all'atto dello scorrimento tra due sezioni, funzione quindi del coefficiente di attrito e dello sforzo normale presente. Si suppone che le superfici di verifica, sia a flessione che a taglio, siano comunque orizzontali per i muri a gravità o parallele al piano di posa della fondazione per muri a gabbioni.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL TERRAPIENO A MONTE

Per il calcolo dei cedimenti permanenti causati dall'azione sismica, il programma CDW opera come segue. Innanzitutto vengono calcolate le spinte per una ulteriore modalità di azione sismica, cioè quella relativa allo stato limite di danno (SLD). A seguito del calcolo di tali spinte, per le sole combinazioni sismiche, si calcola lo spostamento residuo del muro per traslazione rigida, ricavato in base alla seguente formulazione di Richards & Elms:

$$d = 0.087 V^2 / \text{Acc} * (\text{Alim} / \text{Acc})^{-4}$$

in cui si ha:

PRE-RELAZIONE

d = spostamento sismico residuo
 $V = 0.16 * Acc * g * S * Tc$
Acc = accelerazione sismica adimensionale SLD
g = 9.80665 = accelerazione di gravità
S = coefficiente di amplificazione stratigrafico
Tc = coefficiente di amplificazione topografico
Alim = accelerazione oltre la quale si innesca lo scorrimento della
fondazione
superamento del limite dell'attrito

Una volta ricavato, per ciascuna combinazione di carico, tale spostamento orizzontale, si calcola il volume del terreno interessato a tale spostamento, pari allo spostamento stesso per l'altezza complessiva del muro, comprensiva dello spessore della fondazione. Il cedimento verticale del terreno a ridosso del muro viene quindi calcolato con la seguente formula (Bowles - metodo di Caspe):

$$Sv = 4 Vol / D$$

essendo Vol il volume di terreno interessato dallo spostamento del muro e D la distanza in orizzontale dal muro alla quale si annullano i cedimenti. Quest'ultima è assimilata alla dimensione orizzontale massima del cuneo di rottura del terreno spingente. Infine i cedimenti lungo il tratto interessato sono calcolati con legge decrescente col quadrato della distanza.

$$Sx = Sv * (X / D)^2$$

SPINTE DEL TERRAPIENO

Cmb n.	Numero della combinazione di carico.
Fx tot	Componente orizzontale della spinta complessiva del terrapieno
Fy tot	Componente verticale della spinta complessiva del terrapieno.
H tot	Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta del terrapieno.
X tot	Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta del terrapieno.
Fx tp	Componente orizzontale della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione.
Fy tp	Componente verticale della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione.
H tp	Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione.
X tp	Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione.
Fx esp	Componente orizzontale della spinta aggiuntiva esplicita.
Fy esp	Componente verticale della spinta aggiuntiva esplicita.
H esp	Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta aggiuntiva esplicita.
X esp	Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta aggiuntiva esplicita.
Fx w	Componente orizzontale della spinta dell'acqua.
Fy w	Componente verticale della spinta dell'acqua.
H w	Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta dell'acqua.
X w	Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta dell'acqua.
K sta	Costante di spinta statica.
K sis	Costante di spinta sismica.
C sif	Coefficiente di sicurezza al sifonamento (dato assente se non stata eseguita la verifica).

N.B. Ascisse e altezze si intendono misurate a partire dal punto pi• a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento.

PRE-RELAZIONE

Tutte le spinte orizzontali si intendono positive se rivolte verso il paramento, quelle verticali se rivolte verso il basso.

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo comb.	Tipo di combinazione di carico.
Comb n.	Numero della combinazione associata al tipo di combinazione.
Sp.muro	Spostamento rigido residuo del muro per traslazione.
Volume	Volume del terreno deformato dallo spostamento rigido.
Dist.max	Distanza massima orizzontale dal muro alla quale si annullano
Ced.0/4	Cedimento verticale a ridosso del muro.
Ced.1/4	Cedimento verticale ad 1/4 della distanza massima.
Ced.2/4	Cedimento verticale a 2/4 della distanza massima.
Ced.3/4	Cedimento verticale a 3/4 della distanza massima.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL TERRAPIENO A MONTE

Per il calcolo dei cedimenti permanenti causati dall'azione sismica, il programma CDW opera come segue. Innanzitutto vengono calcolate le spinte per una ulteriore modalita' di azione sismica, cioe' quella relativa allo stato limite di danno (SLD). A seguito del calcolo di tali spinte, per le sole combinazioni sismiche, si calcola lo spostamento residuo del muro per traslazione rigida, ricavato in base alla seguente formulazione di Richards & Elms:

$$d = 0.087 V^2 / \text{Acc} * (\text{Alim} / \text{Acc})^{-4}$$

in cui si ha:

d = spostamento sismico residuo
V = $0.16 * \text{Acc} * g * S * Tc$
Acc = accelerazione sismica adimensionale SLD
g = 9.80665 = accelerazione di gravita'
S = coefficiente di amplificazione stratigrafico
Tc = coefficiente di amplificazione topografico
Alim = accelerazione oltre la quale si innesca lo scorrimento della
fondazione
superamento del limite dell'attrito

Una volta ricavato, per ciascuna combinazione di carico, tale spostamento orizzontale, si calcola il volume del terreno interessato a tale spostamento, pa allo spostamento stesso per l'altezza complessiva del muro, comprensiva dello spessore della fondazione. Il cedimento verticale del terreno a ridosso del muro viene quindi calcolato con la seguente formula (Bowles - metodo si Caspe):

$$Sv = 4 \text{ Vol} / D$$

essendo Vol il volume di terreno interessato dallo spostamento del muro e D la distanza in orizzontale dal muro alla quale si annullano i cedimenti. Quest'ulti Φ assimilata alla dimensione orizzontale massima del cuneo di rottura del terren spingente. Infine i cedimenti lungo il tratto interessato sono calcolati con legg decrescente col quadrato della distanza.

$$Sx = Sv * (X / D)^2$$

L E G E N D A D E L L E A B B R E V I A Z I O N I

PRESSIONI SUL MURO

X pres.	Ascissa del punto su cui insiste la pressione.
Y pres.	Ordinata del punto su cui insiste la pressione.
X muro	Ascissa del punto del paramento che si trova alla stessa altezza.
X rott.	Ascissa del punto della superficie di scivolamento a monte del cono di rottura alla stessa altezza.
Zona	Indica se la pressione è relativa al tratto di muro immediatamente precedente o seguente rispetto al punto indicato, dall'alto verso il basso (sup e inf) per quanto riguarda le pressioni del terrapieno, in senso orario (pre e seg) per quanto riguarda le pressioni sul muro.
Or.tot	Componente orizzontale della pressione efficace complessiva.
Ver.tot	Componente verticale della pressione efficace complessiva.
Or.sta	Componente orizzontale della pressione efficace dovuta alla sola spinta statica del terreno.
Ver.sta	Componente verticale della pressione efficace dovuta alla sola spinta statica del terreno.
Or.sis	Componente orizzontale della pressione efficace dovuta al solo effetto del sisma.
Ver.sis	Componente verticale della pressione efficace dovuta al solo effetto del sisma.
Or.coe	Componente orizzontale della pressione efficace dovuta al solo effetto della coesione.
Ver.coe	Componente verticale della pressione efficace dovuta al solo effetto della coesione.
Or.fal	Componente orizzontale della pressione efficace dovuta al solo effetto della falda.
Ver.fal	Componente verticale della pressione efficace dovuta al solo effetto della falda.
Or.car	Componente orizzontale della pressione efficace dovuta al solo effetto dei sovraccarichi applicati sul terrapieno.
Ver.car	Componente verticale della pressione efficace dovuta al solo effetto dei sovraccarichi applicati sul terrapieno.
Or.tpr	Componente orizzontale della pressione efficace aggiuntiva dovuta alla pretensione dei tiranti.
Ver.tpr	Componente verticale della pressione efficace aggiuntiva dovuta alla pretensione dei tiranti.
X vert.	Ascissa del punto di muro su cui agisce la pressione.
Y vert.	Ordinata del punto di muro su cui agisce la pressione.
Or.terr.	Componente orizzontale della pressione efficace complessiva agente sul muro.
Ver.terr.	Componente verticale della pressione efficace complessiva agente sul muro.
Or.acqua	Componente orizzontale della pressione agente sul muro dovuta all'acqua.
Ver.acqua	Componente verticale della pressione agente sul muro dovuta all'acqua.

N.B. Ascisse e altezze si intendono misurate a partire dal punto più a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento.
Tutte le pressioni orizzontali si intendono positive se rivolte verso valle, quelle verticali se rivolte verso il basso. Per pressione efficace si intende quella al netto dell'eventuale spinta idrostatica dell'acqua.

PRE-RELAZIONE

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NEL MURO

Distanza	Distanza della sezione dalla sezione iniziale del tipo di elemento (estremo libero).
Angolo	Angolo di inclinazione della sezione rispetto al piano orizzontale.
N	Sforzo normale, positivo se di compressione.
M	Momento flettente, positivo se antiorario (ribaltante).
T	Sforzo di taglio, positivo se diretto verso sinistra (lembo più a valle).

N.B. Le caratteristiche N, M e T si intendono riferite ad 1 metro di sezione di muro, o a tutta la sezione nel caso di contrafforti o cordoli.

VERIFICHE PER IL MURO A GRAVITA' O A GABBIONI

Sez. N.	Numero della sezione da verificare
Ele	Tipo di elemento verificato: 1 = PARAMENTO 4 = MENSOLA DI FONDAZIONE A VALLE 5 = MENSOLA DI FONDAZIONE A MONTE 6 = DENTE DI FONDAZIONE
Dist.	Distanza della sezione dalla sezione iniziale del tipo di elemento (estremo libero).
H	Altezza della sezione.
B	Larghezza della sezione.
Xg	Ascissa del baricentro della sezione.
Yg	Altezza del baricentro della sezione. Ascisse e altezze si intendono misurate a partire dal punto più a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento.
Cmb fle	Combinazione di carico più gravosa a presso-flessione. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2.
Nsdu	Sforzo normale di calcolo agente su 1 metro di muro relativo alla combinazione più gravosa a presso-flessione. Positivo se di compressione.
e	Eccentricità dello sforzo normale. Positiva se verso sinistra (lembo più a valle).
Nrdu	Sforzo normale resistente ultimo di calcolo.
Mrdu	Momento resistente ultimo di calcolo.
Coef fles	Coefficiente di sicurezza relativo alla verifica a presso-flessione (rapporto tra il momento resistente ultimo e il momento agente).
Cmb tag	Combinazione di carico più gravosa a taglio. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2.
Vsdu	Sforzo di taglio agente su 1 metro di muro relativo alla combinazione più gravosa a taglio. Positivo se diretto verso sinistra (lembo più a valle).
Vrdu	Sforzo di taglio resistente ultimo di calcolo.
Coef tagl	Coefficiente di sicurezza relativo alla verifica a taglio (rapporto tra il taglio resistente ultimo e lo sforzo di taglio agente).
Verifica	Indicazione soddisfacimento delle verifiche di resistenza.

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo comb.	Tipo di combinazione di carico.
Comb n.	Numero della combinazione associata al tipo di combinazione.
Sp.muro	Spostamento rigido residuo del muro per traslazione.
Volume	Volume del terreno deformato dallo spostamento rigido.
Dist.max	Distanza massima orizzontale dal muro alla quale si annullano

PRE-RELAZIONE

Ced.0/4	Cedimento verticale a ridosso del muro.
Ced.1/4	Cedimento verticale ad $1/4$ della distanza massima.
Ced.2/4	Cedimento verticale a $2/4$ della distanza massima.
Ced.3/4	Cedimento verticale a $3/4$ della distanza massima.

DATI DI CALCOLO

P A R A M E T R I S I S M I C I			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	TERZA
Longitudine Est (Grd)	12,41556	Latitudine Nord (Grd)	43,66517
Categoria Suolo	B	Coeff. Condiz. Topogr.	1,20000
Probabilita' Pvr (SLV)	0,10000	Periodo Ritorno Anni (SLV)	712,00000
Accelerazione Ag/g (SLV)	0,21200	Fattore Stratigrafia 'S'	1,18679
Probabilita' Pvr (SLD)	0,63000	Periodo Ritorno Anni (SLD)	75,00000
Accelerazione Ag/g (SLD)	0,09100	-----	
T E O R I E D I C A L C O L O			
Verifiche effettuate con il metodo degli stati limite ultimi			
Portanza dei pali calcolata con la teoria di Norme A.G.I.			
Portanza terreno di fondazione calcolata con la teoria di Brinch-Hansen			
C R I T E R I D I C A L C O L O			
Non e' considerata l'azione sismica dovuta ai sovraccarichi sul terrapieno.			
Non e' considerata l'azione sismica dovuta alle forze applicate al muro.			
Non si tiene conto dell'effetto stabilizzante delle forze applicate al muro.			
Rapporto tra il taglio medio e quello nel palo piu' caricato:1,00			
Coeff. maggiorativo diametro perforazione per micropali 1,20			
Percentuale spinta a valle per la verifica a scorrimento	50		
Percentuale spinta a valle per la verifica a ribaltam.	0		
Percentuale spinta a valle per la verifica in fondazione	100		
Percentuale spinta a valle per calcolo sollecitazioni	100		
C O E F F I C I E N T I P A R Z I A L I G E O T E C N I C A			
		T A B E L L A M1	T A B E L L A M2
Tangente Resist. Taglio		1,00	1,25
Peso Specifico		1,00	1,00
Coesione Efficace (c'k)		1,00	1,25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)		1,00	1,40
Tipo Approccio	Combinazione Unica: (A1+M1+R3)		
Tipo di fondazione	Superficiale		
COEFFICIENTI R3	R3 STATICI	R3 SISMICI	R3 PALI
Capacita' Portante	1,40	1,20	
Scorrimento	1,10	1,00	
Ribaltamento	1,15	1,00	
Resist. Terreno Valle	1,40	1,20	
Resist. alla Base			1,35
Resist. Lat. a Compr.			1,35
Resist. Lat. a Traz.			1,25
Carichi Trasversali			1,30

CARATTERISTICHE MATERIALI

C A R A T T E R I S T I C H E D E I M A T E R I A L I				
C A R A T T E R I S T I C H E C. A. E L E V A Z I O N E				
Classe Calcestruzzo	C20/25		Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	299619	kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2		Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	200,0	kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINARIA XC1
Resist. Calcolo 'fcd'	109,0	kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	3800,0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	109,0	kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	3800,0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20	%	Resist. Calcolo'fyd'	3250,0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35	%	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00 %
Fessura Max.Comb.Rare		mm	Sigma CLS Comb.Rare	119,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,2	mm	Sigma CLS Comb.Perm	92,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,3	mm	Sigma Acc Comb.Rare	3040,0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500	kg/mc	Copriferro Netto	2,0 cm
C A R A T T E R I S T I C H E C. A. F O N D A Z I O N E				
Classe Calcestruzzo	C20/25		Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	299619	kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2		Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	200,0	kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINARIA XC1
Resist. Calcolo 'fcd'	109,0	kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	3800,0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	109,0	kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	3800,0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20	%	Resist. Calcolo'fyd'	3250,0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35	%	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00 %
Fessura Max.Comb.Rare		mm	Sigma CLS Comb.Rare	119,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,2	mm	Sigma CLS Comb.Perm	92,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,3	mm	Sigma Acc Comb.Rare	3040,0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500	kg/mc	Peso Spec.CLS Magro	2200 kg/mc
Copriferro Netto	2,0	cm		
C A R A T T E R I S T I C H E C E M E N T O A R M A T O P A L I				
Classe Calcestruzzo	C20/25		Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	299619	kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2		Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	200,0	kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINARIA XC1
Resist. Calcolo 'fcd'	110,0	kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	3800,0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	110,0	kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	3800,0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20	%	Resist. Calcolo'fyd'	3250,0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35	%	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00 %
Fessura Max.Comb.Rare		mm	Sigma CLS Comb.Rare	119,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,2	mm	Sigma CLS Comb.Perm	92,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,3	mm	Sigma Acc Comb.Rare	3040,0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500	kg/mc	Copriferro Netto	2,0 cm
C A R A T T E R I S T I C H E M A T E R I A L E M U R I G R A V I T A'				
Resistenza di calcolo a compressione del materiale			100,0	Kg/cmq
Resistenza di calcolo a trazione del materiale			0,0	Kg/cmq
Peso specifico del materiale			2600	Kg/mc
Peso specifico del calcestruzzo magro di fondazione			2200	Kg/mc
Denominazione del materiale			ScoglieraBlocchi ciclopici	
C A R A T T E R I S T I C H E D E I M I C R O P A L I (Tipologia=Nessuna)				
Modulo elastico omogeneizzato del materiale:			300	t/cm ²
Sforzo di taglio massimo di calcolo nel singolo micropalo			75	t
Momento flettente massimo di calcolo nel singolo micropalo			75	tm
Peso specifico omogeneizzato del materiale			2500	Kg/mc
Denominazione tipo di micropali			MICROPALO DI ESEMPIO	
C A R A T T E R I S T I C H E D E I T I R A N T I				
Tensione di snervamento dell'acciaio			3250	Kg/cm ²
Modulo elastico dell'acciaio			2100	t/cm ²

CARATTERISTICHE MATERIALI

C A R A T T E R I S T I C H E D E I M A T E R I A L I

Ancoraggi effettuati con bulbo di calcestruzzo iniettato
--

DATI TERRAPIENO MURO 1

Muro n.1																										
D A T I T E R R A P I E N O																										
Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:	2.5	m																								
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:	0	m																								
Inclinaz. media terreno valle(positivo se scende verso valle):	0	°																								
Angolo di attrito tra fondazione e terreno	24	°																								
Adesione tra fondazione e terreno	.64	Kg/cmq																								
Angolo di attrito tra fondazione e terreno in presenza acqua	24	°																								
Adesione tra fondazione e terreno in presenza di acqua	0	Kg/cmq																								
Permeabilita' Terreno	BASSA	-----																								
Muro Vincolato	NO	-----																								
Coefficiente BetaM	.379	-----																								
Coefficiente di intensita' sismica orizzontale	.114	-----																								
Coefficiente di intensita' sismica verticale	.057	-----																								
<p>Coordinate dei vertici aggiuntivi per la determinazione della spezzata dell'estradosso del terrapieno a monte e a valle. Le coordinate sono fornite per il terrapieno a monte rispetto al punto iniziale (ovvero piu' a sinistra), mentre per il terrapieno a valle sono riferite al punto piu' in basso a sinistra della fondazione.</p>																										
<table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th colspan="3">POLIGONALE MONTE</th> <th colspan="3">POLIGONALE VALLE</th> </tr> <tr> <th>Vertice</th> <th>Ascissa m</th> <th>Ordinata m</th> <th>Vertice</th> <th>Ascissa m</th> <th>Ordinata m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>4,00</td> <td>4,00</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>13,50</td> <td>5,50</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>			POLIGONALE MONTE			POLIGONALE VALLE			Vertice	Ascissa m	Ordinata m	Vertice	Ascissa m	Ordinata m	1	4,00	4,00				2	13,50	5,50			
POLIGONALE MONTE			POLIGONALE VALLE																							
Vertice	Ascissa m	Ordinata m	Vertice	Ascissa m	Ordinata m																					
1	4,00	4,00																								
2	13,50	5,50																								

DATI STRATIGR. MURO 1

S T R A T I G R A F I A D E L T E R R E N O		
S T R A T O n. 1 :		
Spessore dello strato:	1,00	m
Angolo di attrito interno del terreno:	18	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	12	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0,02	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0,00	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	1850	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0,00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0,00	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	1000	Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:	0,00	
S T R A T O n. 2 :		
Spessore dello strato:	2,00	m
Angolo di attrito interno del terreno:	31	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	21	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0,10	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0,00	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	1948	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0,00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0,00	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	1100	Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:	0,00	

DATI STRATIGR. MURO 1

S T R A T I G R A F I A D E L T E R R E N O

S T R A T O n. 3 :

Spessore dello strato:	10,00	m
Angolo di attrito interno del terreno:	24	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	16	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	1,27	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0,00	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	2254	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0,00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0,00	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	1500	Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:	0,00	

COORDINATE STRATI MURO 1

Strato	Vertice	Ascissa m	Ordinata m
1	1	4,00	4,50
2	1	0,00	0,00

Strato	Vertice	Ascissa m	Ordinata m
1	2	15,50	6,50
2	2	15,50	3,00

GEOMETRIA MURO 1

M U R O A G R A V I T A'

Altezza del paramento	2,50	m	
Spessore del muro in testa	200	cm	sezione orizzontale
Scostamento della testa del muro	0	cm	positivo verso monte
Spessore del muro alla base	200	cm	sezione orizzontale

GEOMETRIA MURO 1

F O N D A Z I O N E D I R E T T A

Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	0	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	0	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	0	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	0	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	0	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	0	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	20,0	m
Spessore del magrone:	0	cm

CARICHI MURO 1

S O V R A C C A R I C H I S U L T E R R A P I E N O			
C O N D I Z I O N E n.		1	-----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0,50	t/mq	
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0,00	t/mq	
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0,00	m	
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0,00	m	
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0,00	t/m	
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1,00	m	
Carico concentrato puntiforme:	0,00	t	
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1,00	m	
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0,00	m	
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0,00	t/mq	
C O N D I Z I O N E n.		2	-----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0,00	t/mq	
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0,50	t/mq	
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	4,00	m	
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	10,00	m	
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0,00	t/m	
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	0,00	m	
Carico concentrato puntiforme:	0,00	t	
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1,00	m	
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0,00	m	
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0,00	t/mq	

COMBINAZIONI MURO 1

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE
2	Traffico Veicolare

COMBINAZIONI MURO 1

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S . L . U . A 1											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1,50	0,00									0,00
2	1,50	1,50									0,00
3	1,00	0,00									1,00

COMBINAZIONI MURO 1

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S . L . E . R A R A											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1,00	0,00									
2	1,00	1,00									

COMBINAZIONI MURO 1

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. F R E Q.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1,00	0,00									
2	1,00	0,00									

COMBINAZIONI MURO 1

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. P E R M.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1,00	0,00									

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
1	1	2,00	2,50	2,00	9,31
	2	2,00	0,51	2,00	2,63
	3	2,00	0,35	2,00	2,44
	4	2,00	0,00	2,00	2,00

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
2	1	2,00	2,50	2,00	9,41
	2	2,00	0,51	2,00	2,64
	3	2,00	0,35	2,00	2,44
	4	2,00	0,00	2,00	2,00

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
3	1	2,00	2,50	2,00	10,64
	2	2,00	0,54	2,00	2,78
	3	2,00	0,35	2,00	2,51
	4	2,00	0,00	2,00	2,00

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
1	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	2252	850	1797	678	0	0	0	0	0	0	456	172	0	0
	2	sup	3373	1272	2917	1100	0	0	0	0	0	0	456	172	0	0
		inf	4280	1615	3719	1403	0	0	0	0	0	0	561	212	0	0
	3	sup	4407	1663	3846	1451	0	0	0	0	0	0	561	212	0	0
		inf	4505	1292	3932	1127	0	0	0	0	0	0	573	164	0	0
	4	sup	4823	1383	4249	1218	0	0	0	0	0	0	573	164	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
2	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	2466	931	1807	682	0	0	0	0	0	0	659	249	0	0
	2	sup	3573	1348	2914	1099	0	0	0	0	0	0	659	249	0	0
		inf	4532	1710	3720	1403	0	0	0	0	0	0	812	306	0	0
	3	sup	4659	1758	3847	1451	0	0	0	0	0	0	812	306	0	0
		inf	4761	1365	3931	1127	0	0	0	0	0	0	830	238	0	0
	4	sup	5075	1455	4245	1217	0	0	0	0	0	0	830	238	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
3	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	3510	1324	1201	453	1859	702	0	0	0	0	449	169	0	0
	2	sup	4736	1787	1903	718	2384	899	0	0	0	0	449	169	0	0
		inf	6007	2266	2476	934	2969	1120	0	0	0	0	562	212	0	0
	3	sup	6173	2329	2576	972	3036	1145	0	0	0	0	562	212	0	0
		inf	6272	1799	2617	750	3084	884	0	0	0	0	571	164	0	0
	4	sup	6613	1896	2820	809	3221	924	0	0	0	0	571	164	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

P R E S S I O N I S U L M U R O								
Com N.ro	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr. Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	1	2,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	2252	850	0	0
1	2	2,00	0,51	pre	3373	1272	0	0
				seg	4280	1615	0	0
1	3	2,00	0,35	pre	4407	1663	0	0
				seg	4505	1292	0	0
1	4	2,00	0,00	pre	4823	1383	0	0
				seg	-3962	0	0	0
1	5	1,90	0,00	pre	-3962	0	0	0
				seg	-3962	0	0	0
1	6	0,00	0,00	pre	-3962	-16651	0	0
				seg	0	0	0	0
1	7	0,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

P R E S S I O N I S U L M U R O								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
2	1	2,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	2466	931	0	0
2	2	2,00	0,51	pre	3573	1348	0	0
				seg	4532	1710	0	0
2	3	2,00	0,35	pre	4659	1758	0	0
				seg	4761	1365	0	0
2	4	2,00	0,00	pre	5075	1455	0	0
				seg	-4235	0	0	0
2	5	1,83	0,00	pre	-4235	0	0	0
				seg	-4235	0	0	0
2	6	0,00	0,00	pre	-4235	-17532	0	0
				seg	0	0	0	0
2	7	0,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

P R E S S I O N I S U L M U R O								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
3	1	2,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	3510	1324	0	0
3	2	2,00	0,54	pre	4736	1787	0	0
				seg	6007	2266	0	0
3	3	2,00	0,35	pre	6173	2329	0	0
				seg	6272	1799	0	0
3	4	2,00	0,00	pre	6613	1896	0	0
				seg	-6491	0	0	0
3	5	1,07	0,00	pre	-6491	0	0	0
				seg	-6491	0	0	0
3	6	0,00	0,00	pre	-6491	-30558	0	0
				seg	0	0	0	0
3	7	0,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: Rare

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
1	1	2,00	2,50	2,00	9,41
	2	2,00	0,51	2,00	2,64
	3	2,00	0,35	2,00	2,44
	4	2,00	0,00	2,00	2,00

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: Rare

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
2	1	2,00	2,50	2,00	9,41
	2	2,00	0,51	2,00	2,64
	3	2,00	0,35	2,00	2,44
	4	2,00	0,00	2,00	2,00

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: Rare

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																	
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq	
1	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		inf	1691	638	1390	525	0	0	0	0	0	0	0	301	114	0	0
2	2	sup	2543	959	2242	846	0	0	0	0	0	0	0	301	114	0	0
		inf	3232	1219	2861	1079	0	0	0	0	0	0	0	371	140	0	0
3	3	sup	3330	1256	2959	1116	0	0	0	0	0	0	0	371	140	0	0
		inf	3403	976	3024	867	0	0	0	0	0	0	0	379	109	0	0
4	4	sup	3644	1045	3265	936	0	0	0	0	0	0	0	379	109	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: Rare

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																	
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq	
2	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		inf	1830	690	1390	525	0	0	0	0	0	0	0	439	166	0	0
2	2	sup	2681	1011	2242	846	0	0	0	0	0	0	0	439	166	0	0
		inf	3403	1284	2861	1079	0	0	0	0	0	0	0	541	204	0	0
3	3	sup	3501	1321	2959	1116	0	0	0	0	0	0	0	541	204	0	0
		inf	3577	1026	3024	867	0	0	0	0	0	0	0	553	159	0	0
4	4	sup	3819	1095	3265	936	0	0	0	0	0	0	0	553	159	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

P R E S S I O N I S U L M U R O								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr. Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	1	2,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	1691	638	0	0
1	2	2,00	0,51	pre	2543	959	0	0
				seg	3232	1219	0	0
1	3	2,00	0,35	pre	3330	1256	0	0
				seg	3403	976	0	0
1	4	2,00	0,00	pre	3644	1045	0	0
				seg	-2987	-1032	0	0
1	5	0,00	0,00	pre	-2987	-14109	0	0
				seg	0	0	0	0
1	6	0,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

P R E S S I O N I S U L M U R O								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr. Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
2	1	2,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	1830	690	0	0
2	2	2,00	0,51	pre	2681	1011	0	0
				seg	3403	1284	0	0
2	3	2,00	0,35	pre	3501	1321	0	0
				seg	3577	1026	0	0
2	4	2,00	0,00	pre	3819	1095	0	0
				seg	-3169	-640	0	0
2	5	0,00	0,00	pre	-3169	-14632	0	0
				seg	0	0	0	0
2	6	0,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: Freq.

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
1	1	2,00	2,50	2,00	9,41
	2	2,00	0,51	2,00	2,64
	3	2,00	0,35	2,00	2,44
	4	2,00	0,00	2,00	2,00

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: Freq.

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
2	1	2,00	2,50	2,00	9,41
	2	2,00	0,51	2,00	2,64
	3	2,00	0,35	2,00	2,44
	4	2,00	0,00	2,00	2,00

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: Freq.

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
1	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	1691	638	1390	525	0	0	0	0	0	0	301	114	0	0
2	3	sup	2543	959	2242	846	0	0	0	0	0	0	301	114	0	0
		inf	3232	1219	2861	1079	0	0	0	0	0	0	371	140	0	0
3	3	sup	3330	1256	2859	1116	0	0	0	0	0	0	371	140	0	0
		inf	3403	976	3024	867	0	0	0	0	0	0	379	109	0	0
4	4	sup	3644	1045	3265	936	0	0	0	0	0	0	379	109	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: Freq.

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
2	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	1691	638	1390	525	0	0	0	0	0	0	301	114	0	0
2	2	sup	2543	959	2242	846	0	0	0	0	0	0	301	114	0	0
		inf	3232	1219	2861	1079	0	0	0	0	0	0	371	140	0	0
3	3	sup	3330	1256	2959	1116	0	0	0	0	0	0	371	140	0	0
		inf	3403	976	3024	867	0	0	0	0	0	0	379	109	0	0
4	4	sup	3644	1045	3265	936	0	0	0	0	0	0	379	109	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

P R E S S I O N I S U L M U R O								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr. Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	1	2,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	1691	638	0	0
1	2	2,00	0,51	pre	2543	959	0	0
				seg	3232	1219	0	0
1	3	2,00	0,35	pre	3330	1256	0	0
				seg	3403	976	0	0
1	4	2,00	0,00	pre	3644	1045	0	0
				seg	-2987	-1032	0	0
1	5	0,00	0,00	pre	-2987	-14109	0	0
				seg	0	0	0	0
1	6	0,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

P R E S S I O N I S U L M U R O								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr. Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
2	1	2,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	1691	638	0	0
2	2	2,00	0,51	pre	2543	959	0	0
				seg	3232	1219	0	0
2	3	2,00	0,35	pre	3330	1256	0	0
				seg	3403	976	0	0
2	4	2,00	0,00	pre	3644	1045	0	0
				seg	-2987	-1032	0	0
2	5	0,00	0,00	pre	-2987	-14109	0	0
				seg	0	0	0	0
2	6	0,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: Perm.

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
1	1	2,00	2,50	2,00	9,41
	2	2,00	0,51	2,00	2,64
	3	2,00	0,35	2,00	2,44
	4	2,00	0,00	2,00	2,00

PRESSIONI MURO 1 - MONTE - Tabella Combinazioni: Perm.

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																	
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq	
1	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		inf	1691	638	1390	525	0	0	0	0	0	0	0	301	114	0	0
2	2	sup	2543	959	2242	846	0	0	0	0	0	0	0	301	114	0	0
		inf	3232	1219	2861	1079	0	0	0	0	0	0	0	371	140	0	0
3	3	sup	3330	1256	2959	1116	0	0	0	0	0	0	0	371	140	0	0
		inf	3403	976	3024	867	0	0	0	0	0	0	0	379	109	0	0
4	4	sup	3644	1045	3265	936	0	0	0	0	0	0	0	379	109	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

P R E S S I O N I S U L M U R O								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	1	2,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	1691	638	0	0
1	2	2,00	0,51	pre	2543	959	0	0
				seg	3232	1219	0	0
1	3	2,00	0,35	pre	3330	1256	0	0
				seg	3403	976	0	0
1	4	2,00	0,00	pre	3644	1045	0	0
				seg	-2987	-1032	0	0
1	5	0,00	0,00	pre	-2987	-14109	0	0
				seg	0	0	0	0
1	6	0,00	2,50	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	7925	2840	1,09	2,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,899	0,899	0,00
2	8469	3038	1,10	2,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,900	0,900	0,00
3	11490	4130	1,11	2,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,776	1,789	0,00

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	5974	2141	1,09	2,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,900	0,900	0,00
2	6337	2272	1,09	2,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,900	0,900	0,00

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	5974	2141	1,09	2,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,900	0,900	0,00
2	5974	2141	1,09	2,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,900	0,900	0,00

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	5974	2141	1,09	2,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,900	0,900	0,00

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: SLD

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
3	9406	3378	1,11	2,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,859	1,457	0,00

VERIFICHE STABILITA' MURO 1

V E R I F I C A A L R I B A L T A M E N T O		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	3	A1
Momento forze ribaltanti complessivo:	14658	Kgm/m
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	20514	Kgm/m
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	1,40	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 1

V E R I F I C A A L L O S C O R R I M E N T O		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	3	A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	12981	Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	20095	Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	1,55	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo	N Kg	M Kgm	T Kg
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	1824	-161	701
		3	60	0,0	3668	-122	1453
		4	90	0,0	5531	130	2255
		5	120	0,0	7413	611	3108
		6	150	0,0	9314	1337	4012
		7	180	0,0	11234	2322	4966
		8	210	0,0	13211	3550	6072
		9	240	0,0	15183	5163	7447
		10	250	0,0	15840	5794	7925

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo	N Kg	M Kgm	T Kg
2	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	1849	-175	765
		3	60	0,0	3716	-132	1580
		4	90	0,0	5603	144	2445
		5	120	0,0	7508	668	3360
		6	150	0,0	9432	1456	4326
		7	180	0,0	11375	2522	5341
		8	210	0,0	13378	3846	6515
		9	240	0,0	15373	5580	7966
		10	250	0,0	16038	6257	8469

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo	N Kg	M Kgm	T Kg
3	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	1878	-220	1260
		3	60	0,0	3778	-75	2576
		4	90	0,0	5699	452	3949
		5	120	0,0	7641	1378	5378
		6	150	0,0	9604	2720	6863
		7	180	0,0	11588	4494	8404
		8	210	0,0	13661	6663	10180
		9	240	0,0	15706	9454	12265
		10	250	0,0	16384	10528	12981

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo	N Kg	M Kgm	T Kg
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	1759	-121	527
		3	60	0,0	3532	-92	1092
		4	90	0,0	5320	97	1696
		5	120	0,0	7122	459	2338
		6	150	0,0	8939	1005	3018
		7	180	0,0	10770	1746	3738
		8	210	0,0	12645	2669	4574
		9	240	0,0	14517	3883	5612
		10	250	0,0	15141	4359	5974

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo	N Kg	M Kgm	T Kg
2	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	1774	-130	568
		3	60	0,0	3563	-98	1175
		4	90	0,0	5367	106	1820
		5	120	0,0	7185	496	2504
		6	150	0,0	9017	1082	3226
		7	180	0,0	10864	1876	3987
		8	210	0,0	12757	2863	4868
		9	240	0,0	14644	4158	5959
		10	250	0,0	15272	4664	6337

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo	N Kg	M Kgm	T Kg
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	1759	-121	527
		3	60	0,0	3532	-92	1092
		4	90	0,0	5320	97	1696
		5	120	0,0	7122	459	2338
		6	150	0,0	8939	1005	3018
		7	180	0,0	10770	1746	3738
		8	210	0,0	12645	2669	4574
		9	240	0,0	14517	3883	5612
		10	250	0,0	15141	4359	5974

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo	N Kg	M Kgm	T Kg
2	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	1759	-121	527
		3	60	0,0	3532	-92	1092
		4	90	0,0	5320	97	1696
		5	120	0,0	7122	459	2338
		6	150	0,0	8939	1005	3018
		7	180	0,0	10770	1746	3738
		8	210	0,0	12645	2669	4574
		9	240	0,0	14517	3883	5612
		10	250	0,0	15141	4359	5974

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo	N Kg	M Kgm	T Kg
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	1759	-121	527
		3	60	0,0	3532	-92	1092
		4	90	0,0	5320	97	1696
		5	120	0,0	7122	459	2338
		6	150	0,0	8939	1005	3018
		7	180	0,0	10770	1746	3738
		8	210	0,0	12645	2669	4574
		9	240	0,0	14517	3883	5612
		10	250	0,0	15141	4359	5974

VERIFICHE MURO 1

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O																	
Sez. N.	Ele	Dist. cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Comb fles	Nsdu Kg	e cm	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Coef fles	Comb tagl	Vsdu Kg	Vrdu Kg	Coef tagl	Verifica
1	1	0	200	100	100	250	1	0	0	0	0	1,00	1	0	0	1,00	OK
2	1	30	200	100	100	220	3	1878	12	1878	1877	8,52	3	1260	40939	32,49	OK
3	1	60	200	100	100	190	2	3716	4	3716	3709	28,08	3	2576	40939	15,89	OK
4	1	90	200	100	100	160	3	5699	8	5699	5682	12,58	3	3949	40939	10,37	OK
5	1	120	200	100	100	130	3	7641	18	7641	7612	5,52	3	5378	40939	7,61	OK
6	1	150	200	100	100	100	3	9604	28	9604	9558	3,51	3	6863	40939	5,97	OK
7	1	180	200	100	100	70	3	11588	39	11588	11521	2,56	3	8404	40939	4,87	OK
8	1	210	200	100	100	40	3	13661	49	13661	13568	2,04	3	10180	40939	4,02	OK
9	1	240	200	100	100	10	3	15706	60	15706	15582	1,65	3	12265	40939	3,34	OK
10	1	250	200	100	100	0	3	16384	64	16384	16250	1,54	3	12981	40939	3,15	OK

VERIFICA PORTANZA MURO 1

V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E		
Numero dello strato corrispondente alla fondazione:	3	---
Combinazione di carico piu' gravosa:	3	A1
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	16,38	t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:	12,98	t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:	-0,64	m
Larghezza della fondazione:	2,00	m
Lunghezza della fondazione:	20,00	m

VERIFICA PORTANZA MURO 1

V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E

Valore efficace della larghezza: 0,71 m
 Peso specifico omogeneizzato del terreno: 2254 Kg/mc
 Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle : 0,00 t/mq

VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

Fattori di capacita' portante:	Ng = 8,5067	Nq = 9,6034	Nc = 19,3235
Fattori di forma:	Sg = 1,0085	Sq = 1,0085	Sc = 1,0170
Fattori di profondita:	Dg = 1,0000	Dq = 1,0000	Dc = 1,0000
Fattori inclinazione carico:	Ig = 0,1382	Iq = 0,2694	Ic = 0,1845
Fattori inclinazione base:	Bg = 1,0000	Bq = 1,0000	Bc = 1,0000
Fattori incl. piano campagna:	Gg = 1,0000	Gq = 1,0000	Gc = 1,0000

Pressione media limite: 46,99 t/mq
 Sforzo normale limite: 28,00 t/m
 Coefficiente di sicurezza: (Sf.Norm.Lim/Scar.Compl.Ortog.) 1,71 ---

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

V E R I F I C H E C E D I M E N T I S L D

Combinazione di carico SLD piu' gravosa: 3
 Scarico complessivo ortogonale al piano di posa: 15,98 t/m
 Sforzo normale limite in condizioni drenate: 81,63 t/m
 Coefficiente di sicurezza in condizioni drenate: 5,11

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

C E D I M E N T I T E R R E N O A M O N T E - M U R O N . 1

Tipo comb.	Comb. nro	Sp.muro mm	Volume mc	DistMax m	Ced.0/4 mm	Ced.1/4 mm	Ced.2/4 mm	Ced.3/4 mm
SLD	3	0,3	0,000	9,59	0,3	0,2	0,1	0,0

ALLEGATO 1.2
TABULATI DI CALCOLO

OGGETTO:

Verifica di stabilità del pendio

R E L A Z I O N E D I C A L C O L O

PREMESSA

La presente relazione e' relativa alla verifica di pendii naturali, di scarpate per scavi e di opere in terra.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione sono le Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonche' la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l' applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".Le verifiche sono state condotte rispetto agli stati limite di tipo geotecnico (GEO) applicando alle caratteristiche geotecniche del terreno i coefficienti parziali del gruppo M2 (Tab. 6.2.I e 6.2.II NTC).

VERIFICHE DI STABILITA'

I fenomeni franosi possono essere ricondotti alla formazione di una superficie di rottura lungo la quale le forze, che tendono a provocare lo scivolamento del pendio, non risultano equilibrate dalla resistenza a taglio del terreno lungo tale superficie.

La verifica di stabilita' del pendio si riconduce alla determinazione di un coefficiente di sicurezza, relativo ad una ipotetica superficie di rottura, pari al rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e la resistenza al taglio mobilitata.

Suddiviso il pendio in un determinato numero di conci di uguale ampiezza, per ogni concio si possono individuare:

- a) il peso ;
- b) la risultante delle forze esterne agenti sulla superficie;
- c) le forze inerziali orizzontali e verticali;
- d) le reazioni normali e tangenziali mutue tra i conci;
- e) le reazioni normali e tangenziali alla base dei conci;
- f) le pressioni idrostatiche alla base.

Sotto l'ipotesi che la base di ciascun concio sia piana e che lungo la superficie di scorrimento valga il criterio della rottura alla Mohr-Coulomb, che correla tra loro le reazioni tangenziali e normali alla base, le incognite, per la determinazione dello equilibrio di ogni concio, risultano essere le reazioni laterali, i loro punti di applicazione, e la reazione normale alla base.

Per la determinazione di tutte le incognite, le equazioni di equilibrio risultano insufficienti, per cui il problema della stabilita' dei pendii e', in via rigorosa, staticamente

PRE-RELAZIONE DATI GENERALI STABILITA' PENDIO

indeterminato.

La risoluzione del problema va perseguita introducendo ulteriori condizioni sugli sforzi agenti sui conci.

Tali ulteriori ipotesi differenziano sostanzialmente i diversi metodi di calcolo.

I casi in cui non e' possibile stabilire un coefficiente di sicurezza per il pendio vengono segnalati attraverso le seguenti stringhe:

SCARTATA : coefficiente di sicurezza minore di 0,1;
NON CONV. : convergenza del metodo di calcolo non ottenuta;
ELEM.RIG. : intersezione della superficie di scivolamento con un corpo rigido.

METODO DI BELL

L'ipotesi alla base del metodo consiste nell'imporre una specifica distribuzione delle tensioni normali lungo la superficie di scivolamento.

Definite le quantita':

$$f = \sin \left(2 \text{ pg} \cdot \frac{x_b - x_i}{x_b - x_a} \right)$$

pg = costante pi greca

x_b = ascissa punto di monte del pendio

x_a = ascissa punto di valle del pendio

x_i = ascissa parete di monte del pendio

K_x, K_y = coeff. sismici orizzontale e verticale

x_{ci} = ascissa punto medio alla base del concio i

z_{ci} = ordinata punto medio alla base del concio i

x_{gi}, y_{gi} = ascissa e ordinata baricentro concio i

x_{mi}, y_{mi} = ascissa e ordinata punto applicazione risultante forze esterne

Il coefficiente di sicurezza F scaturisce come parametro contenuto nei coefficienti del sistema di equazioni:

$$\begin{array}{ccccc} a_{11} & a_{12} & a_{13} & C_1 & a_{14} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & C_2 & = & a_{24} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & C_3 & & a_{34} \end{array}$$

dove:

PRE-RELAZIONE DATI GENERALI STABILITA' PENDIO

$$\begin{aligned} a11 &= (1-Kx) \cdot (\sum_i W_i \cos^2(a_i) \tan(f_i) - F \sum_i W_i \sin(a_i) \cos(a_i)) \\ a12 &= \sum_i f b \tan(f_i) - F \sum_i f b \tan(a_i) \\ a13 &= \sum_i c_i b \\ a14 &= \sum_i u_i b \tan(f_i) + F (Kx \sum_i W_i - Q_i) \\ a21 &= (1-Ky) \cdot (\sum_i W_i \sin(a_i) \cos(a_i) \tan(f_i) + F \sum_i W_i \cos^2(a_i)) \\ a22 &= \sum_i f b \tan(a_i) \tan(f_i) + F \sum_i f b \\ a23 &= \sum_i c_i b \tan(a_i) \\ a24 &= \sum_i u_i b \tan(a_i) \tan(f_i) + F [(1-Ky) \sum_i W_i + P_i] \\ a31 &= (1-Ky) \cdot \sum_i (W_i \cos^2(a_i) \tan(f_i)) \cdot z_{ci} - \\ &\quad - \sum_i (W_i \sin(a_i) \cos(a_i) \tan(f_i)) \cdot x_{ci} - \\ &\quad - F \cdot [\sum_i (W_i \cos^2(a_i)) \cdot x_{ci} + \sum_i (W_i \sin(a_i) \cos(a_i)) \cdot z_{ci}] \\ a32 &= \sum_i (f b \tan(f_i)) \cdot z_{ci} - \sum_i (f b \tan(a_i) \tan(f_i)) \cdot x_{ci} - \\ &\quad - F [\sum_i (f b \tan(a_i)) \cdot z_{ci} + \sum_i f b x_{ci}] \\ a33 &= \sum_i (c_i b) \cdot z_{ci} - \sum_i (c_i b \tan(a_i)) \cdot x_{ci} \\ a34 &= \sum_i (u_i b \tan(f_i)) \cdot z_{ci} - \sum_i (u_i b \tan(a_i) \tan(f_i)) \cdot x_{ci} + \\ &\quad + F Kx \sum_i W_i y_{gi} - (1-Ky) \sum_i W_i x_{gi} - Q_i \cdot y_{mi} - P_i \cdot x_{mi} \end{aligned}$$

SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

Numero conci : Numero di conci in cui e' suddiviso il pendio

Coefficiente sismico orizzontale : Moltiplicatore del peso per la valutazione dell'inerzia sismica orizzontale

Coefficiente sismico verticale : Moltiplicatore del peso per la valutazione dell'inerzia sismica verticale

Ascissa punto passaggio cerchio (m) : Ascissa del punto di passaggio imposto per tutti i cerchi di scorrimento

Ordinata punto passaggio cerchio (m) : Ordinata del punto di passaggio imposto per tutti i cerchi di scorrimento

Ascissa polo (m) : Ascissa del primo punto centro del cerchio di scorrimento

Ordinata polo (m) : Ordinata del primo punto centro del cerchio di scorrimento

Numero righe maglia : Numero di punti lungo una linea verticale, centri di superfici di scorrimento

Numero colonne maglia: Numero di punti lungo una linea orizzontale, centri di superfici di scorrimento

Passo direzione 'X' (m) : Distanza in orizzontale tra i centri delle superficie di scorrimento circolari

Passo direzione 'Y' (m) : Distanza in verticale tra i centri delle superficie di scorrimento circolari

SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

La simbologia usata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

Str. N.ro : Numero dello strato
Descrizione strato : Descrizione sintetica dello strato
Coesione : Coesione
Ang. attr. : Angolo di attrito interno del terreno dello strato in esame
Densita' : Peso specifico del terreno in situ
D. Saturo : Peso specifico del terreno saturo
Vert. N.ro : Numero del vertice della poligonale che definisce lo strato
Ascissa / Ordinata : Coordinate dei vertici dello strato

SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

La simbologia usata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

Elem. N.ro	:	Numero identificativo dell'elemento rigido
Densita'	:	Densita' apparente dell'elemento rigido
Dens. terr	:	Densita' del terreno rimosso per la presenza dell'elemento rigido
Vert. N.ro	:	Numero identificativo del vertice del poligono rappresentante l'elemento rigido
Ascissa e Ordinata:		Coordinate del poligono

SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

La simbologia usata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

h : altezza media del concio
L : sviluppo larghezza alla base del concio
 α : inclinazione della base del concio
c : coesione terreno alla base del concio
 \emptyset : angolo di attrito interno alla base del concio
W : peso del concio
hw : altezza della falda dalla base del concio
Qw : risultante delle pressioni interstiziali
Tcn: Contributo elementi resistenti a taglio
Tgg: Contributo geogriglie

SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

La simbologia usata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

F_f = risultante delle forze verticali concentrate

F_q = risultante delle forze verticali distribuite

F_r = forza verticale da contributo peso corpo rigido

F_s = incremento sismico verticale di $W+F_f+F_q+F_r$

F_{tot} = risultante forze verticali = $W+F_f+F_q+F_r+F_s$

SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

La simbologia usata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

Hf : risultante delle forze orizzontali concentrate
Hq : risultante delle forze orizzontali distribuite
Hr : forza orizzontale da contributo inerzia corpo rigido
Htot : risultante forze orizz. (Hf+Hq+Hr) su profilo pendio
Hs : azione sismica orizzontale di $W+Ff+Fq+Fr$

SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

La tabella di seguito esposta riporta le forze scambiate tra i vari conci secondo le teorie selezionate (Bishop, Jambu e Bell). La simbologia e' da interpretarsi come appresso descritto:

- Con. sx : Concio a sinistra della superficie di separazione tra i due conci.
- Con. dx : Concio a destra della superficie di separazione tra i due conci.
- F.or. : Risultante delle forze (orizzontali) scambiate tra i due conci ortogonalmente alla superficie (verticale) di separazione.
- F.vert. : Risultante delle forze (verticali) scambiate tra i due conci parallelamente alla superficie (verticale) di separazione.

DATI GENERALI STABILITA' PENDIO

D A T I G E N E R A L I D I V E R I F I C A	
Tipo di pendio	Artificiale
Tipo Sato Limite Calcolato	SLV
Vita Nominale (Anni)	50
Classe d' Uso	TERZA
Longitudine Est (Grd)	12,416
Latitudine Nord (Grd)	43,665
Categoria Suolo	B
Coeff. Condiz. Topogr.	1,200
Probabilita' Pvr	0,100
Periodo di Ritorno Anni	712,000
Accelerazione Ag/g	0,212
Fattore Stratigrafia 'S'	1,187
Coeff. Sismico Kh	0,085
Coeff. Sismico Kv	0,042
Numero conci :	20
Numero elementi rigidi:	1
Tipo Superficie di rottura :	CIRCOLARE PASSANTE PER UN PUNTO
COORDINATE PUNTO DI PASSAGGIO CERCHI DI ROTTURA	
Ascissa pto passaggio cerchio (m):	42,000
Ordinata pto passaggio cerchio (m):	9,900
PARAMETRI MAGLIA DEI CENTRI PER SUPERFICI DI ROTTURA CIRCOLARI	
Ascissa Polo (m):	38,000
Ordinata Polo (m):	14,000
Numero righe maglia :	10,0
Numero colonne maglia :	10,0
Passo direzione 'X' (m) :	1,00
Passo direzione 'Y' (m) :	0,80
Rotazione maglia (Grd) :	30,0
Peso specifico dell' acqua (t/mc) :	1,000
COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA TABELLA M2	
Tangente Resist. Taglio	1,25
Peso Specifico	1,00
Coesione Efficace (c'k)	1,25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,40
Coefficiente R2	1,00

DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
	Profilo del pendio					1	0,00	10,00
						2	40,00	10,00
						3	40,01	12,50
						4	42,00	12,50
						5	46,00	16,50
						6	55,50	18,00
						7	82,00	18,00
1		0,200	18,00	1,850	2,000	1	44,00	14,50
						2	55,50	16,50
2		1,000	31,00	1,948	2,100	1	40,00	10,00
						2	55,50	13,00
3		12,700	24,00	2,254	2,500			

DATI FORZE DISTRIBUITE VERTICALI

Vert. N.ro	Asc. in. (m)	Int. iniz. (t/ml)	Asc. fin. (m)	Int. fin. (t/ml)
1	42,01	0,500	82,00	0,500

DATI ELEMENTI RIGIDI

Elem. N.ro	Densita' t/mc	Dens.terr t/mc	Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
1	2,60	1,85	1	42,00	12,50
			2	42,00	10,00
			3	40,00	10,00
			4	40,00	12,50

COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEL PENDIO

N.ro Cerchio critico : 57				Bishop	Jambu	Bell	MP - Fx = C	MP - Fx=sin	MP-Fx=sin/2	Sarma	Spencer
Cerchi N.ro	Xc (m)	Yc (m)	Rc (m)								
1	38,0	14,0	5,7			7,5222					
2	38,9	14,5	5,6			5,7465					
3	39,7	15,0	5,6			4,5399					
4	40,6	15,5	5,8			3,5187					
5	41,5	16,0	6,1			ELEM. RIG.					
6	42,3	16,5	6,6			ELEM. RIG.					
7	43,2	17,0	7,2			ELEM. RIG.					
8	44,1	17,5	7,9			ELEM. RIG.					
9	44,9	18,0	8,6			ELEM. RIG.					
10	45,8	18,5	9,4			ELEM. RIG.					
11	37,6	14,7	6,5			7,4182					
12	38,5	15,2	6,4			5,7009					
13	39,3	15,7	6,4			4,5524					
14	40,2	16,2	6,5			3,3473					
15	41,1	16,7	6,9			2,8081					
16	41,9	17,2	7,3			ELEM. RIG.					
17	42,8	17,7	7,8			ELEM. RIG.					
18	43,7	18,2	8,5			ELEM. RIG.					
19	44,5	18,7	9,1			ELEM. RIG.					
20	45,4	19,2	9,9			ELEM. RIG.					
21	37,2	15,4	7,3			ELEM. RIG.					
22	38,1	15,9	7,3			5,3734					
23	38,9	16,4	7,2			5,8521					
24	39,8	16,9	7,3			4,2357					
25	40,7	17,4	7,3			3,3901					
26	41,5	17,9	7,6			2,881					
27	42,4	18,4	8,0			ELEM. RIG.					
28	43,3	18,9	8,5			ELEM. RIG.					
29	44,1	19,4	9,1			ELEM. RIG.					
30	45,0	19,9	9,7			ELEM. RIG.					
31	36,8	16,1	10,4			ELEM. RIG.					
			8,1			7,3573					

COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEL PENDIO

N.ro Cerchio critico : 57				Bishop	Jambu	Bell	MP - Fx = c	MP - Fx=sin	MP-Fx=sin/2	Sarma	Spencer
Cerchi N.ro	Xc (m)	Yc (m)	Rc (m)								
32	37,7	16,6	8,0			5,7572					
33	38,5	17,1	8,0			4,315					
34	39,4	17,6	8,1			3,4765					
35	40,3	18,1	8,4			2,9422					
36	41,1	18,6	8,7			2,7238					
37	42,0	19,1	9,2			ELEM. RIG.					
38	42,9	19,6	9,7			ELEM. RIG.					
39	43,7	20,1	10,3			ELEM. RIG.					
40	44,6	20,6	11,0			ELEM. RIG.					
41	35,4	16,9	8,9			6,9682					
42	37,3	17,3	8,8			5,446					
43	38,1	17,8	8,8			4,3537					
44	39,0	18,3	8,9			3,5911					
45	39,9	18,8	9,1			3,0407					
46	40,7	19,3	9,5			2,8001					
47	41,6	19,8	9,9			ELEM. RIG.					
48	42,5	20,3	10,4			ELEM. RIG.					
49	43,3	20,8	11,0			ELEM. RIG.					
50	44,2	21,3	11,6			ELEM. RIG.					
51	36,0	17,5	9,7			6,8958					
52	36,9	18,0	9,6			5,4039					
53	37,7	18,5	9,9			4,5062					
54	38,6	19,0	9,9			3,7147					
55	39,5	19,5	9,9			3,1438					
56	40,3	20,0	10,2			2,8894					
57	41,2	20,5	10,6			2,723					
58	42,1	21,0	11,1			ELEM. RIG.					
59	42,9	21,5	11,6			ELEM. RIG.					
60	43,8	22,0	12,2			ELEM. RIG.					
61	35,6	18,2	10,4			6,8643					
62	36,5	18,7	10,4			5,6698					
63	37,3	19,2	10,4			4,5619					
64	38,2	19,7	10,5			3,803					
65	39,1	20,2	10,7			3,2488					
66	39,9	20,7	11,0			2,9781					
67	40,8	21,2	11,3			2,7885					
68	41,7	21,7	11,8			ELEM. RIG.					
69	42,5	22,2	12,3			ELEM. RIG.					
70	43,4	22,7	12,8			ELEM. RIG.					
71	35,2	18,8	11,2			6,805					
72	36,1	19,3	11,2			5,6876					
73	36,9	19,8	11,2			4,6248					
74	37,8	20,3	11,3			3,9664					
75	38,7	20,8	11,4			3,5433					
76	39,5	21,3	11,7			3,0768					
77	40,4	21,8	12,1			2,8691					
78	41,3	22,3	12,5			2,74					
79	42,1	22,8	13,0			ELEM. RIG.					
80	43,0	23,3	13,5			ELEM. RIG.					
81	34,8	19,5	12,0			6,7404					
82	35,7	20,0	12,0			5,7061					
83	36,5	20,5	12,0			4,8491					
84	37,4	21,0	12,1			4,2508					
85	38,3	21,5	12,2			3,6427					
86	39,1	22,0	12,5			3,1979					
87	40,0	22,5	12,8			2,9698					
88	40,9	23,0	13,2			2,8072					
89	41,7	23,5	13,6			ELEM. RIG.					
90	42,6	24,0	14,2			ELEM. RIG.					
91	34,4	20,2	12,8			6,7425					
92	35,3	20,7	12,8			5,7286					
93	36,1	21,2	12,8			5,1637					
94	37,0	21,7	12,8			4,4458					
95	37,9	22,2	13,0			3,7884					
96	38,7	22,7	13,2			3,2877					
97	39,6	23,2	13,6			3,0617					
98	40,5	23,7	13,9			2,8992					
99	41,3	24,2	14,4			2,7751					
100	42,2	24,7	14,8			ELEM. RIG.					

CARATTERISTICHE CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 1										
Concio N.ro	h (m)	L (m)	α (°)	c (t/mq)	φ (°)	W (t)	hw (m)	Qw (t)	Tcn (t)	Tgg (t)
1	0,22	0,66	-42,38	10,16	19,6	0,25	0,0	0,00	0,00	0,00
2	0,63	0,61	-36,01	10,16	19,6	0,69	0,0	0,00	0,00	0,00
3	0,95	0,57	-30,13	10,16	19,6	1,05	0,0	0,00	0,00	0,00
4	1,20	0,54	-24,59	10,16	19,6	1,33	0,0	0,00	0,00	0,00
5	1,40	0,52	-19,28	10,16	19,6	1,55	0,0	0,00	0,00	0,00
6	1,55	0,51	-14,15	10,16	19,6	1,71	0,0	0,00	0,00	0,00
7	1,65	0,50	-9,12	10,16	19,6	1,83	0,0	0,00	0,00	0,00
8	1,71	0,49	-4,17	10,16	19,6	1,89	0,0	0,00	0,00	0,00
9	1,72	0,49	0,75	10,16	19,6	1,91	0,0	0,00	0,00	0,00
10	1,69	0,49	5,68	10,16	19,6	1,88	0,0	0,00	0,00	0,00
11	1,62	0,50	10,65	10,16	19,6	1,80	0,0	0,00	0,00	0,00
12	1,51	0,51	15,70	10,16	19,6	1,67	0,0	0,00	0,00	0,00
13	3,85	0,53	20,88	10,16	19,6	3,88	0,0	0,00	0,00	0,00
14	3,63	0,55	26,25	10,16	19,6	3,66	0,0	0,00	0,00	0,00
15	3,36	0,58	31,89	10,16	19,6	3,37	0,0	0,00	0,00	0,00
16	3,01	0,62	37,90	10,16	19,6	3,00	0,0	0,00	0,00	0,00
17	2,59	0,69	44,46	10,16	19,6	2,54	0,0	0,00	0,00	0,00
18	2,52	0,80	51,88	10,16	19,6	2,42	0,0	0,00	0,00	0,00
19	2,26	1,01	60,93	0,80	25,7	2,16	0,0	0,00	0,00	0,00
20	1,03	2,60	79,11	0,80	25,7	0,99	0,0	0,00	0,00	0,00

FORZE VERTICALI CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 1					
Concio N.ro	Ff (t)	Fq (t)	Fr (t)	Fs (t)	Ftot (t)
1	0,00	0,00	0,00	0,01	0,26
2	0,00	0,00	0,00	0,03	0,72
3	0,00	0,00	0,00	0,04	1,09
4	0,00	0,00	0,00	0,06	1,39
5	0,00	0,00	0,00	0,07	1,62
6	0,00	0,00	0,00	0,07	1,79
7	0,00	0,00	0,00	0,08	1,90
8	0,00	0,00	0,00	0,08	1,97
9	0,00	0,00	0,00	0,08	1,99
10	0,00	0,00	0,12	0,08	2,08
11	0,00	0,00	0,35	0,09	2,24
12	0,00	0,00	0,61	0,10	2,37
13	0,00	0,00	0,89	0,20	4,98
14	0,00	0,00	0,77	0,19	4,62
15	0,00	0,00	0,60	0,17	4,14
16	0,00	0,00	0,38	0,14	3,53
17	0,00	0,12	0,06	0,12	2,84
18	0,00	0,25	0,00	0,11	2,77
19	0,00	0,25	0,00	0,10	2,51
20	0,00	0,25	0,00	0,05	1,28

FORZE ORIZZONTALI CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 1					
Concio N.ro	Hf (t)	Hq (t)	Hr (t)	Htot (t)	Hs (t)
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,09
4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,11
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,13
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,14
7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,15
8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,16
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,16
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,16
11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,15
12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,14
13	0,00	0,00	0,05	0,05	0,33
14	0,00	0,00	0,08	0,08	0,31
15	0,00	0,00	0,08	0,08	0,28
16	0,00	0,00	0,08	0,08	0,25
17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,22
18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20
19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,18
20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,08

REAZIONI MUTUE FRA CONCI

Superficie N.ro: 1																	
		BISHOP		JAMBU		BELL		MP - Fx= C		MP - Fx = SIN		MP-Fx = SIN/2		SARMA		SPENCER	
Conc. sx	Conc. dx	F.or. (t)	F.vert (t)	F.or. (t)	F.vert (t)	F.or. (t)	F.vert (t)	F.or. (t)	F.vert (t)	F.or. (t)	F.vert (t)	F.or. (t)	F.vert (t)	F.or. (t)	F.vert (t)	F.or. (t)	F.vert (t)
1	1					0	0										
2	2					.8	.6										
3	3					2.1	1.1										
4	4					3.5	1.3										
5	5					5.1	1.3										
6	6					6.6	1										
7	7					8	.6										
8	8					9.2	-.1										
9	9					10.2	-.8										
10	10					11	-1.5										
11	11					11.5	-2.2										
12	12					11.8	-2.8										
13	13					11.8	-3.4										
14	14					10.6	-4.1										
15	15					9.2	-4.5										
16	16					7.7	-4.4										
17	17					6.5	-4										
18	18					5.6	-3.5										
19	19					4.9	-2.8										
20	20					3.9	-1										
20	20					3.8	0										

CARATTERISTICHE CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 57										
Concio N.ro	h (m)	L (m)	α (°)	c (t/mq)	σ (°)	W (t)	hw (m)	Qw (t)	Tcn (t)	Tgg (t)
1	0,04	0,59	-7,40	10,16	19,6	0,05	0,0	0,00	0,00	0,00
2	2,60	0,59	-4,19	10,16	19,6	3,01	0,0	0,00	0,00	0,00
3	2,62	0,59	-1,00	10,16	19,6	3,07	0,0	0,00	0,00	0,00
4	2,62	0,59	2,18	10,16	19,6	3,08	0,0	0,00	0,00	0,00
5	2,77	0,59	5,38	10,16	19,6	3,27	0,0	0,00	0,00	0,00
6	3,29	0,60	8,59	10,16	19,6	3,87	0,0	0,00	0,00	0,00
7	3,77	0,60	11,83	10,16	19,6	4,42	0,0	0,00	0,00	0,00
8	4,22	0,61	15,11	10,16	19,6	4,93	0,0	0,00	0,00	0,00
9	4,63	0,62	18,44	10,16	19,6	5,37	0,0	0,00	0,00	0,00
10	5,00	0,63	21,83	10,16	19,6	5,75	0,0	0,00	0,00	0,00
11	5,33	0,65	25,31	10,16	19,6	6,08	0,0	0,00	0,00	0,00
12	5,36	0,67	28,89	10,16	19,6	6,06	0,0	0,00	0,00	0,00
13	5,10	0,70	32,60	0,80	25,7	5,76	0,0	0,00	0,00	0,00
14	4,79	0,73	36,48	0,80	25,7	5,40	0,0	0,00	0,00	0,00
15	4,41	0,78	40,55	0,80	25,7	4,97	0,0	0,00	0,00	0,00
16	3,96	0,83	44,90	0,80	25,7	4,45	0,0	0,00	0,00	0,00
17	3,41	0,91	49,61	0,80	25,7	3,82	0,0	0,00	0,00	0,00
18	2,74	1,02	54,83	0,80	25,7	3,05	0,0	0,00	0,00	0,00
19	1,88	1,21	60,87	0,80	25,7	2,07	0,0	0,00	0,00	0,00
20	0,70	1,61	68,50	0,16	14,6	0,76	0,0	0,00	0,00	0,00

FORZE VERTICALI CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 57					
Concio N.ro	Ff (t)	Fq (t)	Fr (t)	Fs (t)	Ftot (t)
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05
2	0,00	0,00	1,09	0,17	4,28
3	0,00	0,00	1,38	0,19	4,64
4	0,00	0,00	1,32	0,19	4,58
5	0,00	0,24	0,00	0,15	3,65
6	0,00	0,29	0,00	0,18	4,34
7	0,00	0,29	0,00	0,20	4,92
8	0,00	0,29	0,00	0,22	5,45
9	0,00	0,29	0,00	0,24	5,90
10	0,00	0,29	0,00	0,26	6,30
11	0,00	0,29	0,00	0,27	6,64
12	0,00	0,29	0,00	0,27	6,62
13	0,00	0,29	0,00	0,26	6,31
14	0,00	0,29	0,00	0,24	5,93
15	0,00	0,29	0,00	0,22	5,48
16	0,00	0,29	0,00	0,20	4,94
17	0,00	0,29	0,00	0,17	4,29
18	0,00	0,29	0,00	0,14	3,49
19	0,00	0,29	0,00	0,10	2,47
20	0,00	0,29	0,00	0,04	1,10

FORZE ORIZZONTALI CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 57					
Concio N.ro	Hf (t)	Hq (t)	Hr (t)	Htot (t)	Hs (t)
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,09	0,09	0,25
3	0,00	0,00	0,09	0,09	0,26
4	0,00	0,00	0,09	0,09	0,26
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,28

FORZE ORIZZONTALI CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 57					
Concio N.ro	Hf (t)	Hq (t)	Hr (t)	Htot (t)	Hs (t)
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,37
8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,42
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,49
11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,51
12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,51
13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,49
14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,46
15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,42
16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,38
17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,32
18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,26
19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,18
20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06

REAZIONI MUTUE FRA CONCI

Superficie N.ro: 57																	
		BISHOP		JAMBU		BELL		MP - Fx = C		MP - Fx = SIN		MP-Fx = SIN/2		SARMA		SPENCER	
Conc. sx	Conc. dx	F.or. (t)	F.vert (t)	F.or. (t)	F.vert (t)	F.or. (t)	F.vert (t)	F.or. (t)	F.vert (t)	F.or. (t)	F.vert (t)	F.or. (t)	F.vert (t)	F.or. (t)	F.vert (t)	F.or. (t)	F.vert (t)
1	1					0	0										
2	2					2.2	-.2										
3	3					5.3	-1.3										
4	4					8.2	-1.1										
5	5					10.8	-2.2										
6	6					13.2	-3.2										
7	7					15.3	-4.4										
8	8					17	-5.8										
9	9					18.4	-7.1										
10	10					19.3	-8.5										
11	11					19.9	-9.6										
12	12					19.9	-10.6										
13	13					19.8	-11.2										
14	14					17.6	-10.5										
15	15					15.5	-9.4										
16	16					13.4	-7.9										
17	17					11.5	-6.1										
18	18					9.9	-4.2										
19	19					8.6	-2.4										
20	20					7.9	-.9										
						7.7	0										

