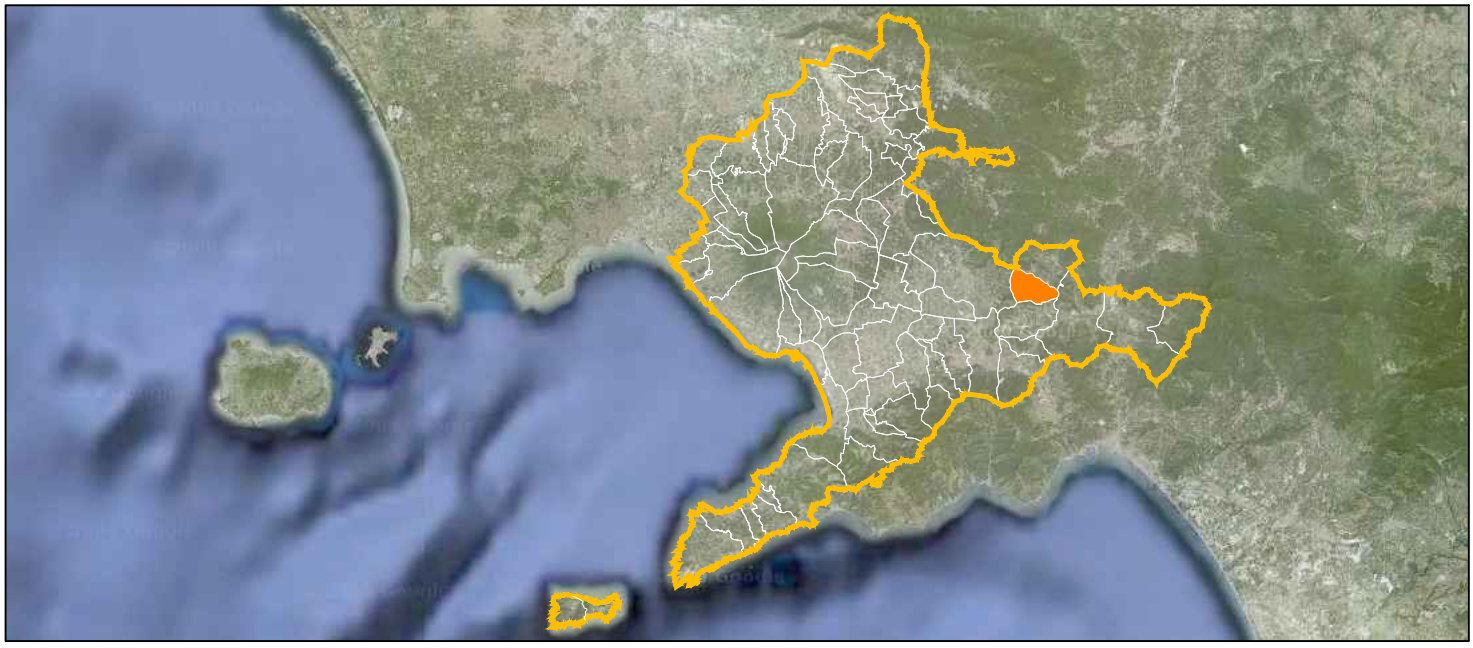
Ambito Distrettuale Sarnese Vesuviano

Legge 02/12/2015

PATTO PER LA CAMPANIA - SETTORE PRIORITARIO "AMBIENTE"
INTERVENTO STRATEGICO
"PIANO DELLA DEPURAZIONE E SERVIZIO IDRICO INTEGRATO"

Delibera Giunta Regionale della Campania n°732 del 13/12/2016



COMUNE DI SIANO
OPERE DI COMPLETAMENTO DELLA RETE FOGNARIA

UNITA' INVESTIMENTI, INGEGNERIA E SERVIZI

INGEGNERIA

Il Responsabile

ing. Domenico Cesare

Gruppo di progettazione

ing. Giuseppina Riccio

ing. Mauro Bracale

ing. Tiziana Catalano

INT. 7266

PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato: A7.1

Scala: /

Titolo:

FASCICOLO UNICO DEI CALCOLI STRUTTURALI E GEOTECNICI: Relazione

Rev	Motivo della revisione	Data	Redatto	Verificato	Approvato
0	Emissione per approvazione	Febbraio 2021			

Esecuzione delle Opere	Prestazioni Specialistiche	Il Progettista	Il R.U.P.
	PROGETTISTA STRUTTURALE ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA DI SALERNO INGEGNERE GUERINO LEONI Albo n. 4090 LE DI LEONI s.r.l. SOCIETÀ DI INGEGNERIA (ing. Guerino Leoni)	ing. Domenico Cesare	ing. Domenico Tizzano

Il presente progetto è protetto a termini di legge.

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
5.1 UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI ... 6
6 CLASSIFICAZIONE AI SENSI DEL DECRETO N.3685/03 DEL CAPO DIPARTIMENTO PROTEZIONE CIVILE E D.G.R.C. N.3573/03 ... 9
7 RELAZIONE TECNICA GENERALE ... 12
7.1 INTERVENTI PREVISTI IN PROGETTO ... 12
7.2 PROTEZIONE SCAVI CON DEEP MIXING ABBINATO AL BLINDAGGIO ... 13
7.3 DESCRIZIONE DEI MANUFATTI ... 14
7.3.1 Scaricatori di piena ... 14
7.3.2 Manufatto di sbocco ... 17
7.3.3 Paratie di pali a sostegno dello scavo per la posa di tubazioni ... 18
7.3.4 Paratia di pali a sostegno dello scavo dei manufatti ... 26
7.4 CONDIZIONI DI CARICO CONSIDERATE ... 29
7.4.1 Palificate ... 29
7.4.2 Cordoli di coronamento e puntoni di contrasto ... 29
7.4.3 Scaricatori di piena e manufatti di sbocco ... 31
7.5 ANALISI DEI CARICHI DEI MANUFATTI ... 32
7.6 CARICO DA NEVE ... 33
7.7 COMBINAZIONI DI CARICO (AI SENSI DEL DM 17.01.2018) ... 34
8 RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO DI COSTRUZIONE ... 35
8.1 STATI LIMITE ... 35
8.2 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE (EDIFICI DI NUOVA REALIZZAZIONE) ... 36
8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA COSTRUZIONI ESISTENTI ... 36
8.4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA COSTRUZIONI ESISTENTI IN MURATURA ... 36
8.5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI ... 36
8.6 APPROCCIO SEMPLIFICATO PER LA STIMA DEGLI EFFETTI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE ... 38
8.6.1 Categoria sottosuolo ... 40
8.6.2 Categoria topografica ... 40
8.6.3 Vita Nominale ... 40
8.6.4 Classe d'uso e Coefficiente d'uso ... 41
8.6.5 Regolarità manufatti ... 41
8.7 PARAMETRI SISMICI DEI MANUFATTI DI PROGETTO E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI ... 43
8.7.1 SF1 – Scaricatore di piena al nodo F ... 43
8.7.2 SF2 – Scaricatore di piena al nodo E55 ... 45
8.7.3 SF3 – Scaricatore di piena al nodo O ... 47
8.7.4 SF4 – Scaricatore di piena al nodo V ... 49
8.7.5 SF5 – Scaricatore di piena al nodo K ... 51
8.7.6 Manufatto di sbocco ... 53
9 RELAZIONE SUI MATERIALI DA IMPIEGARE ... 55
9.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE STRUTTURE EX NOVO ... 55
9.2 CALCESTRUZZO ARMATO ... 55
9.3 ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE ... 58
10 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI ... 59
10.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO ... 59
10.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO ... 59
10.3 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO E IDROGEOLOGICO ... 60
10.4 INDAGINI GEOLOGICHE GEOTECNICHE ESEGUITE ... 61
10.4.1 Indagini eseguite ... 61
10.5 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI ... 64
10.6 LOCALIZZAZIONE DEL LIVELLO IDRICO DI FALDA E DEFINIZIONE DELLE PRINCIPALI CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE ... 75
10.7 VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE ... 75
10.8 PRESCRIZIONI PRIMA DELL'INIZIO DEI LAVORI A CARICO DELL'APPALTATORE E SOTTO LA STRETTA SORVEGLIANZA DELLA DIREZIONE DEI LAVORI PER CONTENERE IL RISCHIO CROLLO SCAVI ... 77
10.9 METODOLOGIE DI SCAVO DELLE FONDAZIONI, STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO E PRESCRIZIONI ... 77

10.10 STABILITÀ GLOBALE DELL'INTERVENTO 80
10.11 TENSIONE AMMISSIBILE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E CARICO LIMITE 80
10.12 ENTITÀ E DECORSO DEI CEDIMENTI DEL TERRENO DI FONDAZIONE 80
10.13 VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO K PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE SU TERRENO ELASTICO ALLA WINKLER 80
10.14 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE 81
11 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE MANUFATTI ED ELEMENTI STRUTTURALI (D.M.17.01.2018) 82
11.1 PRESTAZIONI ATTESE – CLASSE DELLA COSTRUZIONE - VITA ESERCIZIO - MODELLI DI CALCOLO – TOLLERANZE – DURABILITÀ - PROCEDURE QUALITÀ E MANUTENZIONE 82
11.2 COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE 82
11.3 AZIONI AMBIENTALI E NATURALI 83
11.4 DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE 83
11.5 MODELLI DI CALCOLO 84
11.6 TOLLERANZE 85
11.7 DURABILITÀ 85
11.8 METODI DI CALCOLO UTILIZZATI 85
11.8.1 Calcolo spostamenti e caratteristiche 85
11.8.2 Analisi sismica statica 86
11.8.3 Verifiche 86
11.8.4 Dimensionamento minimo delle armature. 87
11.8.5 Misura della sicurezza 87
11.8.6 Criteri adottati per la schematizzazione della struttura 87
11.8.7 Combinazioni di calcolo 89
11.8.8 Azioni sulla costruzione 90
11.8.9 Sistemi di riferimento 90
11.8.10 Unità di misura 91
11.8.11 Convenzioni sui segni 91
12 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE PARATIE DI PALI E BERLINESI 92
12.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 92
12.2 CALCOLO DELLE SPINTE 92
12.3 EQUILIBRIO DELLA PARATIA E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI 97
12.4 ANCORAGGI 98
12.5 VERIFICHE 99
13 RELAZIONE DI CALCOLO - CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI 100
13.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 100
13.2 CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI 100
13.3 CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SU PALI 102
13.4 CAPACITÀ PORTANTE DELLE PLATEE 105
13.5 CALCOLO DEI CEDIMENTI 105
13.6 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018 7.11.5.3.1) 106
14 SOFTWARE UTILIZZATI E TIPO DI ELABORATORE 107
14.1 SOFTWARE UTILIZZATO 107
14.2 ELABORATORE UTILIZZATO 107
14.3 CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI 107
14.4 VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ 107
14.5 PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO 108
15 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI 109
15.1.1 Scaricatori di piena 109
15.1.2 Manufatto di sbocco 119
15.1.3 Paratie di pali a sostegno dello scavo per la posa di tubazioni 121
15.1.4 Cordolo di coronamento paratie di pali a sostegno dello scavo per la posa di tubazioni 139
15.1.5 Paratia di pali a sostegno dello scavo dei manufatti 143
15.1.6 Cordolo di coronamento paratia di pali a sostegno dello scavo dei manufatti 146
16 CONCLUSIONI 148
17 ALLEGATI E FASCICOLO DEI CALCOLI E RELAZIONE SINTETICA DEI RISULTATI 149
APPENDICE 01 – ANALISI DEI CARICHI MANUFATTI 149
FASCICOLO DEI CALCOLI E RELAZIONE SINTETICA DEI RISULTATI 149

1 PREMESSA

Nel presente fascicolo sono contenuti i calcoli delle strutture relative al progetto in epigrafe "***OPERE DI COMPLETAMENTO DELLA RETE FOGNARIA****",* 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.

In particolare la presente relazione riguarda il progetto e verifica strutturale, geotecnica e delle fondazioni delle opere necessarie alla realizzazione degli interventi previsti in progetto.

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 ddelle 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".

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

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
Intensità di corrente elettrica	*I, i*	ampere	A
Intensità luminosa	I_v	candela	cd
Lunghezza	*l*	metro	m
Massa	*m*	chilogrammo	kg
Quantità di sostanza	*n*	mole	mol
Temperatura termodinamica	*T*	kelvin	K
Intervallo di tempo	*t*	secondo	s

Grandezza fisica	Simbolo della grandezza fisica	Nome dell'unità SI	Simbolo dell'unità SI	Equivalenza in termini di unità fondamentali SI	
Nomi e simboli speciali					
frequenza	*f, ν*	hertz	Hz	s^{-1}	
forza	*F*	newton	N	$kg \cdot m \cdot s^{-2}$	
pressione	*p*	pascal	Pa	$N \cdot m^{-2}$	$kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}$
energia, lavoro, calore, entalpia	*E, W/L, Q, H*	joule	J	$N \cdot m$	$kg \cdot m^2 \cdot s^{-2}$
potenza	*P*	watt	W	$J \cdot s^{-1}$	$kg \cdot m^2 \cdot s^{-3}$
viscosità dinamica	*μ, η*	poiseuille	Pl	$Pa \cdot s$	$m^{-1} \cdot kg \cdot s^{-1}$
carica elettrica	*q*	coulomb	C	$A \cdot s$	
potenziale elettrico, forza elettromotrice, tensione elettrica	*V, fem*	volt	V	$J \cdot C^{-1}$	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-3} \cdot A^{-1}$
resistenza elettrica	*R*	ohm	Ω	$V \cdot A^{-1}$	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-3} \cdot A^{-2}$
conduttanza elettrica	*G*	siemens	S	$A \cdot V^{-1}$	$s^3 \cdot A^2 \cdot m^{-2} \cdot kg^{-1}$
capacità elettrica	*C*	farad	F	$C \cdot V^{-1}$	$s^4 \cdot A^2 \cdot m^{-2} \cdot kg^{-1}$

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

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 è quello di Siano (SA).
Il Comune di Siano 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.

5.1 UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Gli interventi a farsi sono localizzati nel comune di Siano (SA). Di seguito si allegano gli stralci delle ortofoto con l'ubicazione degli interventi.
Con i segnaposto in giallo sono indicate le opere puntuali quali scaricatori e l'opera di sbocco in vasca.
In rosso sono i tratti di collettore da realizzare tra paratie temporanee di minipali.

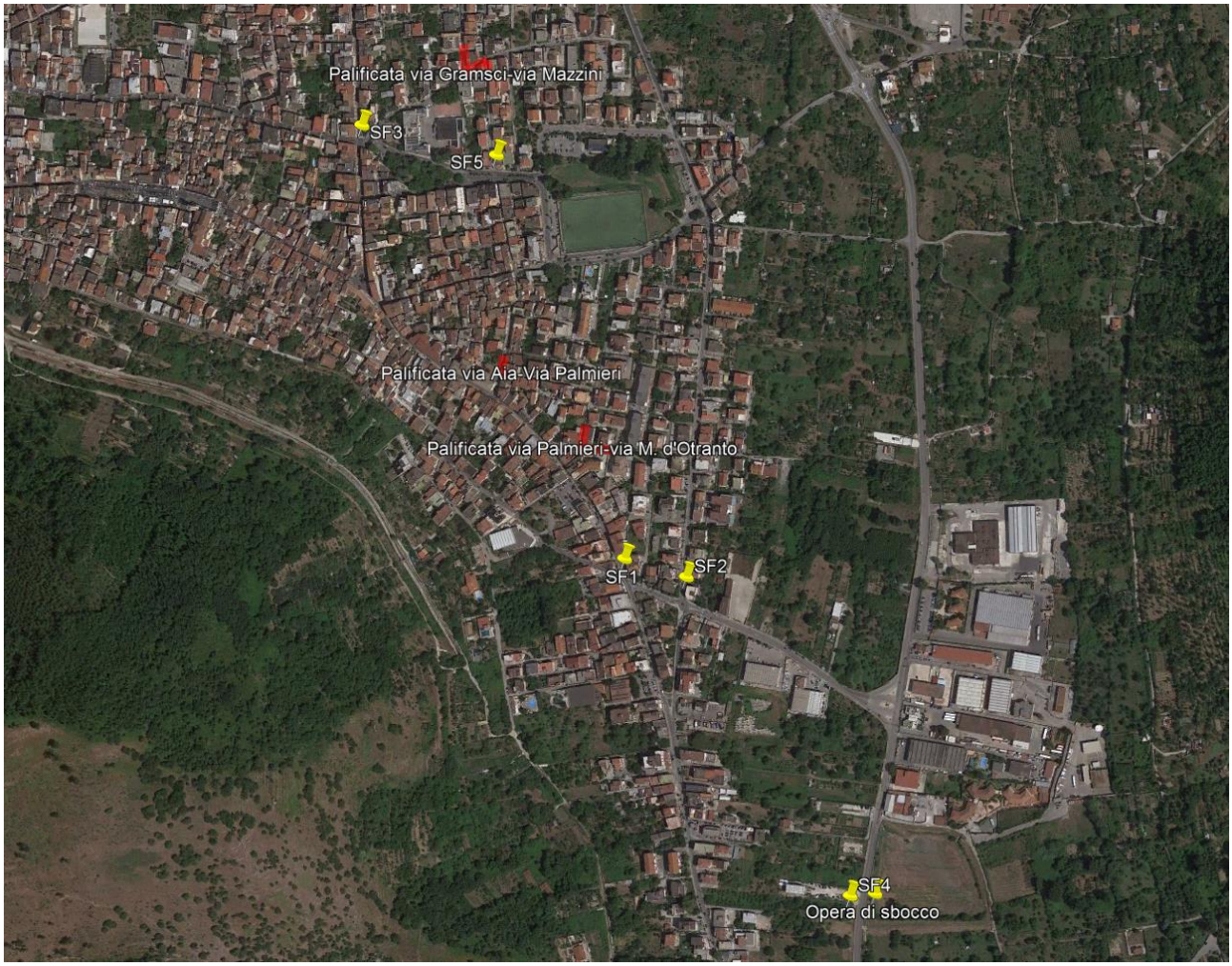


Figura 1 - Ortofoto ubicazione interventi, vista estesa (Google Earth)



Figura 2: Ortofoto ubicazione interventi, vista ravvicinata (Google Earth)



Figura 3: Ortofoto ubicazione interventi, vista ravvicinata (Google Earth)



Figura 4: Ortofoto ubicazione interventi, vista ravvicinata (Google Earth)

6 CLASSIFICAZIONE AI SENSI DEL DECRETO N.3685/03 DEL CAPO DIPARTIMENTO PROTEZIONE CIVILE E D.G.R.C. N.3573/03

Le opere di progetto non rientrano tra le categorie di seguito elencate:

☐ Rientra ☒ **Non rientra**	tra gli edifici e le opere infrastrutturali **di interesse strategico**, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile	**di interesse STATALE** (rif.: Decreto n.3685/03 del Capo Dipartim. della Protezione Civile)
☐ Rientra ☒ **Non rientra**	tra gli edifici e le opere infrastrutturali **che possono assumere rilevanza** in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso	
☐ Rientra ☒ **Non rientra**	tra gli edifici e le opere infrastrutturali **di interesse strategico**, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile	**di interesse REGIONALE** (rif.: deliberazione di Giunta Regionale n. 3573 del 05/12/03
☐ Rientra ☒ **Non rientra**	tra gli edifici e le opere infrastrutturali **che possono assumere rilevanza** in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso	

come si può rilevare, più dettagliatamente, dalle tabelle che seguono:

EDIFICI E INFRASTRUTTURE "STRATEGICI" E "RILEVANTI" - DI INTERESSE STATALE

(rif.: Decreto n.3685 del 21/10/03 del Capo Dipartim. della Protezione Civile, emanato con OPCM. del 21/10/03 pubbl. su G.U. 252 del 29/10/03)

Elenco "A" - edifici ed opere infrastrutturali di interesse strategico, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile.

EDIFICI		
Edifici in tutto o in parte ospitanti funzioni di comando, supervisione e controllo, sale operative, strutture ed impianti di trasmissione, banche dati, strutture di supporto logistico per il personale operativo (alloggiamenti e vettovagliamento), strutture adibite all'attività' logistica di supporto alle operazioni di protezione civile (stoccaggio, movimentazione, trasporto), strutture per l'assistenza e l'informazione alla popolazione, strutture e presidi ospedalieri, il cui utilizzo abbia luogo da parte dei seguenti soggetti istituzionali:		
1	☐	Organismi governativi
2	☐	Uffici territoriali di Governo
3	☐	Corpo nazionale dei Vigili del fuoco
4	☐	Forze armate
5	☐	Forze di polizia
6	☐	Corpo forestale dello Stato
7	☐	Agenzia per la protezione dell'ambiente e per i servizi tecnici
8	☐	Registro italiano dighe
9	☐	Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia
10	☐	Consiglio nazionale delle ricerche
11	☐	Croce rossa italiana
12	☐	Corpo nazionale soccorso alpino
13	☐	Ente nazionale per le strade e società di gestione autostradale
14	☐	Rete ferroviaria italiana
15	☐	Gestore della rete di trasmissione nazionale, proprietari della rete di trasmissione nazionale, delle reti di distribuzione e di impianti rilevanti di produzione di energia elettrica
16	☐	Associazioni di volontariato di protezione civile operative in più regioni
OPERE INFRASTRUTTURALI		
17	☐	Autostrade, strade statali e opere d'arte annesse
18	☐	Stazioni aeroportuali, eliporti, porti e stazioni marittime previste nei piani di emergenza, nonché impianti classificati come grandi stazioni.
19	☐	Strutture connesse con il funzionamento di acquedotti interregionali, la produzione, il trasporto e la distribuzione di energia elettrica fino ad impianti di media tensione, la produzione, il trasporto e la distribuzione di materiali combustibili (quali oleodotti, gasdotti, ecc.), il funzionamento di servizi di comunicazione a diffusione nazionale (radio, telefonia fissa e mobile, televisione)

Elenco "B" - edifici ed opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

		EDIFICI
20	☐	Edifici pubblici o comunque destinati allo svolgimento di funzioni pubbliche nell'ambito dei quali siano normalmente presenti comunità di dimensioni significative, nonché edifici e strutture aperti al pubblico suscettibili di grande affollamento, il cui collasso può comportare gravi conseguenze in termini di perdite di vite umane.
21	☐	Strutture il cui collasso può comportare gravi conseguenze in termini di danni ambientali (quali ad esempio impianti a rischio di incidente rilevante ai sensi del decreto legislativo 17 agosto 1999, n. 334, e successive modifiche ed integrazioni, impianti nucleari di cui al decreto legislativo 17 marzo 1995, n. 230, e successive modifiche ed integrazioni).
22	☐	Edifici il cui collasso può determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale (quali ad esempio musei, biblioteche, chiese).
		OPERE INFRASTRUTTURALI
23	☐	Opere d'arte relative al sistema di grande viabilità stradale e ferroviaria, il cui collasso può determinare gravi conseguenze in termini di perdite di vite umane, ovvero interruzioni prolungate del traffico.
24	☐	Grandi dighe.

EDIFICI E INFRASTRUTTURE "STRATEGICI" E "RILEVANTI" - DI INTERESSE REGIONALE

(rif.: deliberazione di Giunta Regionale n. 3573 del 05/12/03 pubbl. su B.U.R.C. n. 4 del 26/01/04)

Elenco "A" - edifici ed opere infrastrutturali di interesse strategico, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile.

		EDIFICI
25	☐	Edifici destinati a sedi dell'Amministrazione Regionale (*)
26	☐	Edifici destinati a sedi dell'Amministrazione Provinciale (*)
27	☐	Edifici destinati a sedi di Amministrazioni Comunali (*)
28	☐	Edifici destinati a sedi di Comunità Montane (*)
29	☐	Strutture non di competenza statale individuate come sedi di sale operative per la gestione delle emergenze (COM, COC, ecc.)
30	☐	Centri funzionali di protezione civile
31	☐	Edifici ed opere individuate nei piani d'emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza
32	☐	Ospedali e strutture sanitarie, anche accreditate, dotate di Pronto Soccorso o dipartimenti di emergenza, urgenza e accettazione
33	☐	Sedi di Aziende Unità Sanitarie Locali
34	☐	Centrali operative 118
35	☐	Presidi sanitari 41
(*) *limitatamente agli edifici ospitanti funzioni / attività connesse con la gestione dell'emergenza*		
		OPERE INFRASTRUTTURALI
36	☐	Vie di comunicazione (strade, ferrovie, ecc.) regionali, provinciali e comunali, ed opere d'arte annesse, limitatamente a quelle strategiche individuate nei piani di emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza
37	☐	Porti, aeroporti ed eliporti non di competenza statale individuati nei piani di emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza
38	☐	Strutture non di competenza statale connesse con la produzione, trasporto e distribuzione di energia elettrica
39	☐	Strutture non di competenza statale connesse con la produzione, trasporto e distribuzione di materiali combustibili (oleodotti, gasdotti, ecc.)
40	☐	Strutture connesse con il funzionamento di acquedotti locali
41	☐	Strutture non di competenza statale connesse con i servizi di comunicazione (radio, telefonia fissa o portatile, televisione)
42	☐	Altre strutture eventualmente specificate nei piani di emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza

Elenco "B" - edifici ed opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

	EDIFICI	
43	☐	Asili nido e scuole di ogni ordine e grado
44	☐	Strutture ricreative (cinema, teatri, discoteche, ecc.)
45	☐	Strutture destinate ad attività culturali (musei, biblioteche, sale convegni, ecc.)
46	☐	Edifici aperti al culto non rientranti tra quelli di cui all'allegato 1, elenco B, punto 1.3 del Decreto del Capo del Dipartimento della Protezione Civile, n°3685 del 21.10.2003
47	☐	Stadi ed impianti sportivi
48	☐	Strutture sanitarie e/o socio-assistenziali con ospiti non autosufficienti (ospizi, orfanotrofi, ecc.)
49	☐	Edifici e strutture aperte al pubblico destinate all'erogazione di servizi (uffici pubblici e privati), o adibite al commercio (centri commerciali, ecc.) suscettibili di grande affollamento
50	☐	Strutture a carattere industriale, non di competenza statale, di produzione e stoccaggio di prodotti insalubri o pericolosi
	OPERE INFRASTRUTTURALI	
51	☐	Stazioni non di competenza statale per il trasporto pubblico
52	☐	Opere di ritenuta non di competenza statale
53	☐	Impianti di depurazione
54	☐	Altri manufatti connotati da intrinseche pericolosità eventualmente individuati in piani d'emergenza o in altre disposizioni di protezione civile

7 RELAZIONE TECNICA GENERALE

7.1 INTERVENTI PREVISTI IN PROGETTO

La presente relazione riguarda il progetto e verifica strutturale, geotecnica e delle fondazioni delle opere temporanee e non, necessarie alla realizzazione delle condotte di progetto, quali manufatti con funzione di scaricatori di piena, manufatto di sbocco in vasca e palificate a sostegno dello scavo per la posa di tubazioni.
Gli interventi previsti in progetto e proposti nel presente progetto strutturale sono elencati nella tabella di seguito riportata.
Per maggiori dettagli si rimanda integralmente agli elaborati del progetto strutturale.

ELENCO MANUFATTI DI PROGETTO

N.	Codice	Manufatto
		Scaricatori di piena e manufatto di sbocco
1	SF1	Scaricatore di piena al nodo F
2	SF2	Scaricatore di piena al nodo E55
3	SF3	Scaricatore di piena al nodo O
4	SF4	Scaricatore di piena al nodo V
5	SF5	Scaricatore di piena al nodo K
6		Manufatto di sbocco in vasca Valesana al nodo V1
		Paratia di pali a sostegno dello scavo per la posa delle tubazioni
7		Paratia di pali via Gramsci-via Mazzini (picch. 13a-16*)
8		Paratia di pali via Aia-via Palmieri (picch. 6-8)
9		Paratia di pali via Palmieri-via Martiri d'Otranto (picch. 18-22)
		Paratia di pali a sostegno dello scavo dei manufatti
10		Paratia di pali a sostegno scavo scaricatori di piena
		Cordoli di coronamento e puntoni di contrasto
11		Cordolo paratia di pali scaricatori
12		Cordolo e puntoni di contrasto paratia di pali posa tubazioni

Con particolare riferimento alle paratie di pali a sostegno dello scavo dei manufatti, è stata dimensionata un'unica palificata avente caratteristiche scelte tra quelle più svantaggiose, ossia:

- geometria dello scavo con dimensioni maggiori (altezza maggiore);
- condizioni di carico della palificata più sollecitata;

come meglio schematizzato nella seguente tabella:

PARATIE DI PALI A SOSTEGNO DELLO SCAVO PER LA REALIZZAZIONE DEI MANUFATTI

Codice	Manufatto	Ingombro esterno manufatto			Profondità di scavo	Realizzazione paratia di pali a sostegno dello scavo	Tipo sovracc. Permanente a bordo scavo più gravoso	Distanza sovracc. minima da bordo scavo
		Base 1	Base 2	Altezza				
		m	*m*	*m*	*m*			*m*
SF1	Scaricatore di piena al nodo F	3,70	3,40	2,34	3,37	SI	Fabbricato 4 piani fuoriterra	5,00
SF2	Scaricatore di piena al nodo E55	3,70	3,40	1,99	2,84	NO	Fabbricato 4 piani fuoriterra	5,00
SF3	Scaricatore di piena al nodo O	3,70	3,40	2,59	3,37	SI	Fabbricato 3 piani fuoriterra	3,00
SF4	Scaricatore di piena al nodo V	3,70	3,40	1,92	2,17	NO		
SF5	Scaricatore di piena al nodo K	3,70	3,40	2,56	3,06	SI	Fabbricato 3 piani fuoriterra	2,00
	Condizioni più gravose:	**3,70**	**3,40**	**2,59**	**3,37**		**Fabbricato 4 piani fuoriterra**	**2,00**

I risultati ottenuti dalle verifiche sono stati estesi a tutti i manufatti appartenenti alla medesima categoria.

Si precisa che tutte le opere di sostegno agli scavi quali: palificate e relativi cordoli e centine di contrasto, sono state considerate come opere provvisorie, per le quali, 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.

Per la natura dell'intervento ai sensi del delle NTC 2018, è stata attribuita all'opera una classe d'uso IV e vita nominale ≥50 anni; mentre sotto l'effetto delle azioni sismiche, si è 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 particolare è stato conseguito il rispetto dei seguenti stati limite:

- nei confronti degli stati limite di esercizio SLD e SLO;
- nei confronti degli stati limite ultimi SLV.

7.2 PROTEZIONE SCAVI CON DEEP MIXING ABBINATO AL BLINDAGGIO

Oltre agli interventi sopra elencati proposti nel presente progetto strutturale, sono previsti in progetto anche interventi di blindaggio dello scavo (quale opera di presidio per la posa in sicurezza della condotta), abbinato al consolidamento di una fascia di terreno con la tecnica del Deep Mixing, da eseguirsi nei tratti di seguito elencati.

Elenco tratti consolidati con la tecnica del Deep Mixing

N.	Codice	Manufatto
		Scaricatori di piena e manufatto di sbocco
1		Deep Mixing via Gramsci (picch. 12-13a)
2		Deep Mixing trav. via Spinelli (picch. 16*-16a)
3		Deep Mixing via Aia (picch. 6-6a)
4		Deep Mixing via Palmieri-via Martiri d'Otranto (picch. 18-19a)
5		Deep Mixing via Martiri d'Otranto (picch. 20a-22)

Per tutto ciò che riguarda la tecnica di deep mixing abbinata al blindaggio dello scavo, si rimanda integralmente a quanto riportato nell'elaborato specifico di progetto "**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**".

Lo specifico studio geotecnico commissionato da Gori S.p.A. ha proposto, per i tratti di progetto sopra indicati, la tecnica del deep mixing in alternativa alla doppia paratia di minipali in quanto ritenuta ugualmente sicura con minori costi realizzativi. La Gori S.p.A. ha scelto espressamente di adottare tale soluzione.

Pertanto la presente relazione strutturale non affronta la problematica del deep mixing, rimandando integralmente per i contenuti tecnici e di responsabilità all'elaborato specifico.

7.3 DESCRIZIONE DEI MANUFATTI

7.3.1 Scaricatori di piena

Sono previsti in progetto 5 scaricatori di piena, aventi le seguenti dimensioni:

Codice	Manufatto	Ingombro esterno manufatto		
		Base 1	Base 2	Altezza
		m	*m*	*m*
SF1	Scaricatore di piena al nodo F	3,70	3,40	2,34
SF2	Scaricatore di piena al nodo E55	3,70	3,40	1,99
SF3	Scaricatore di piena al nodo O	3,70	3,40	2,59
SF4	Scaricatore di piena al nodo V	3,70	3,40	1,92
SF5	Scaricatore di piena al nodo K	3,70	3,40	2,56

I manufatti in oggetto, da realizzarsi interamente in cls armato, sono composti da una piastra di fondazione e una piastra di copertura con spessore 40 cm e setti perimetrali con spessore 30cm.

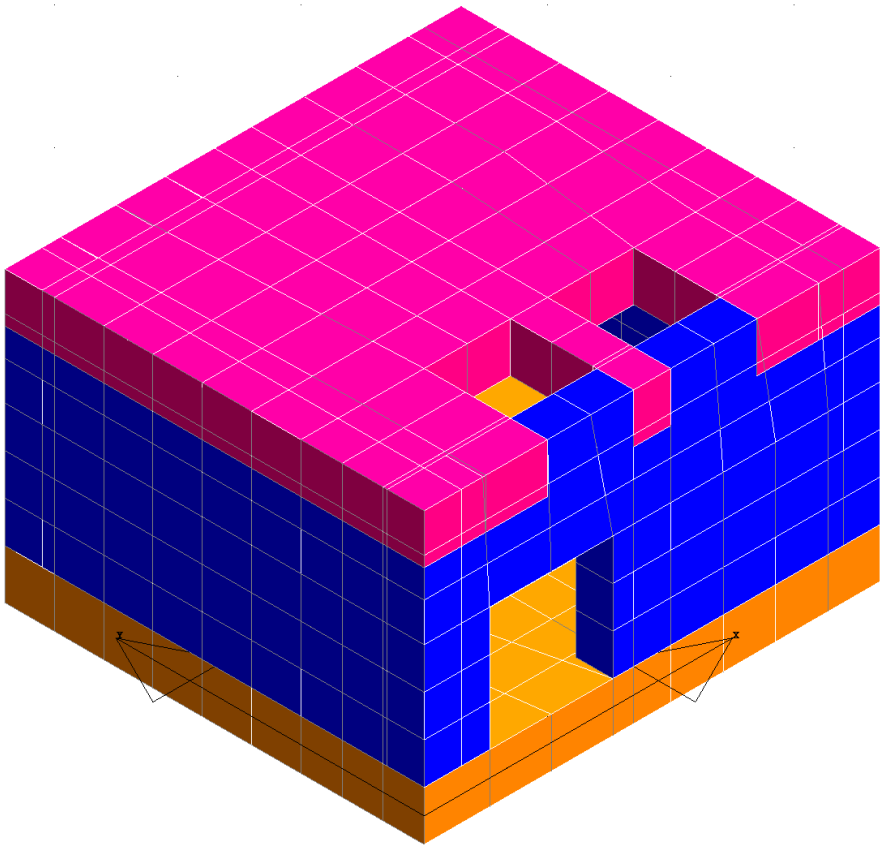


Figura 5 – Vista modello di calcolo scaricatore di piena al nodo F – SF1

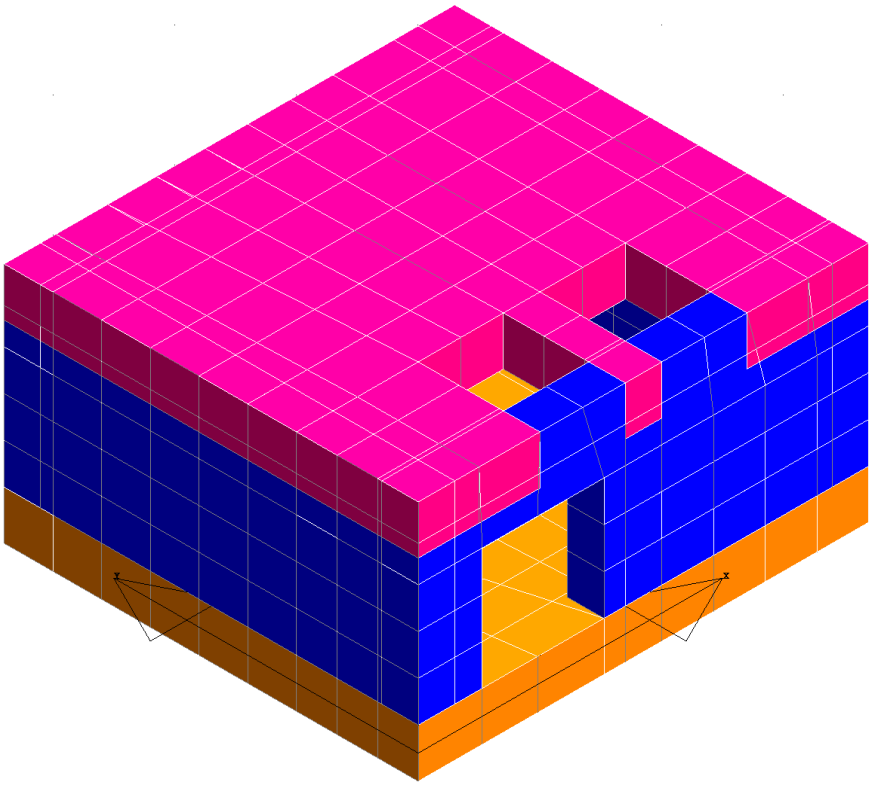


Figura 6 – Vista modello di calcolo scaricatore di piena al nodo E55 – SF2

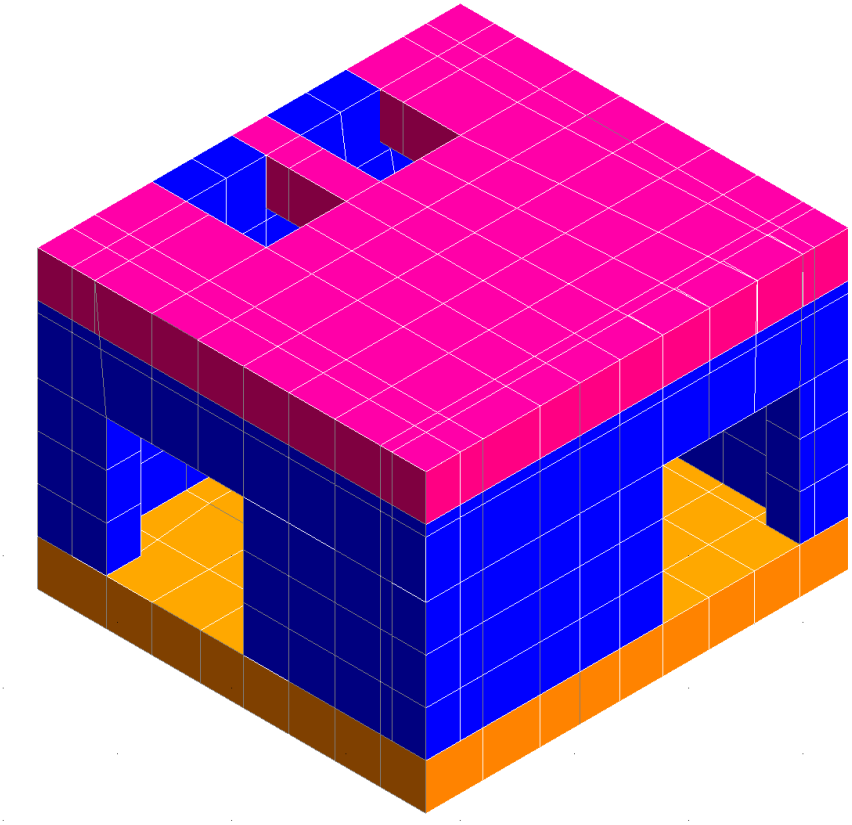


Figura 7 – Vista modello di calcolo scaricatore di piena al nodo O – SF3

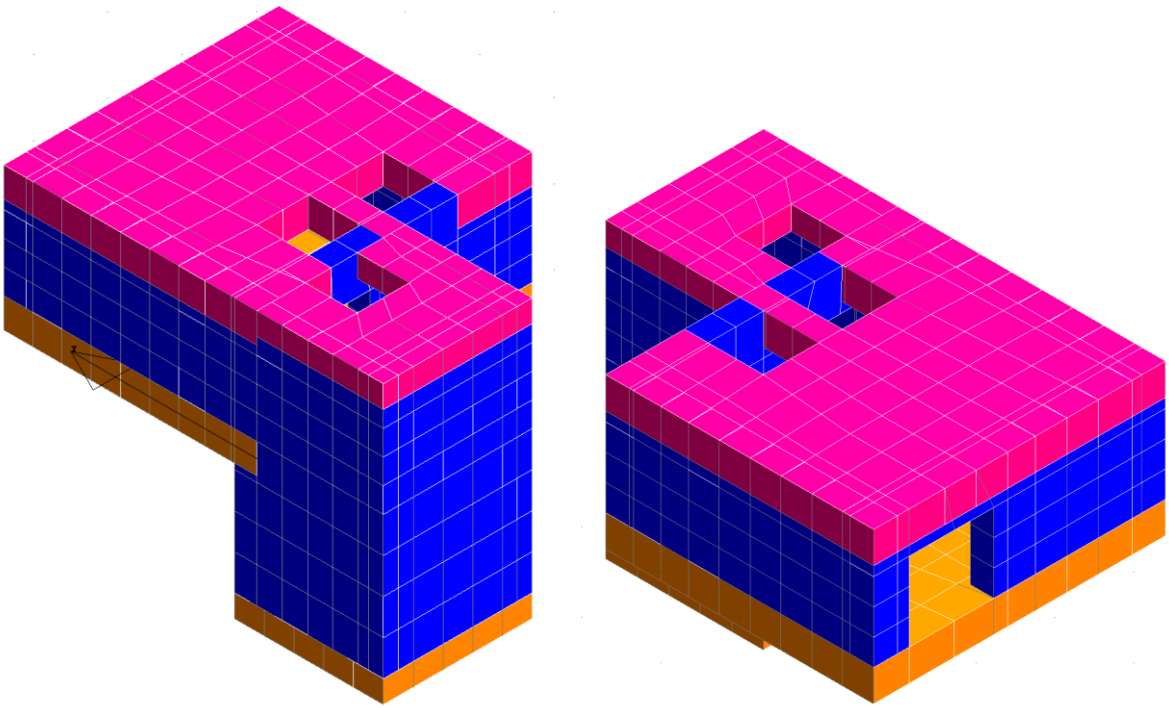


Figura 8 – Viste modello di calcolo scaricatore di piena al nodo V – SF4

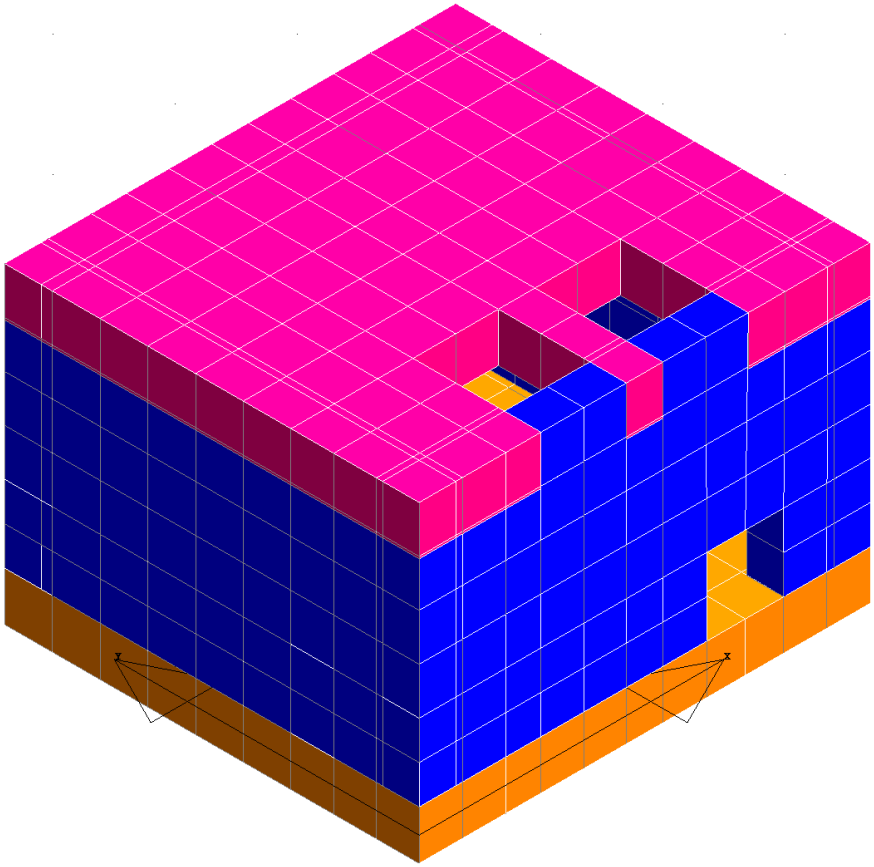


Figura 9 – Vista modello di calcolo scaricatore di piena al nodo K – SF5

7.3.2 Manufatto di sbocco

È prevista in progetto la realizzazione di un manufatto di sbocco del collettore DN1000 proveniente dallo scaricatore di piena al nodo V (SF4) avente come recapito finale (punto di realizzazione del manufatto in oggetto) la vasca Valesana.
Il manufatti in oggetto, da realizzarsi interamente in cls armato, sarà composto da una piastra di fondazione con spessore 40 cm e setti perimetrali contro terra ad altezza variabile con spessore 30cm.

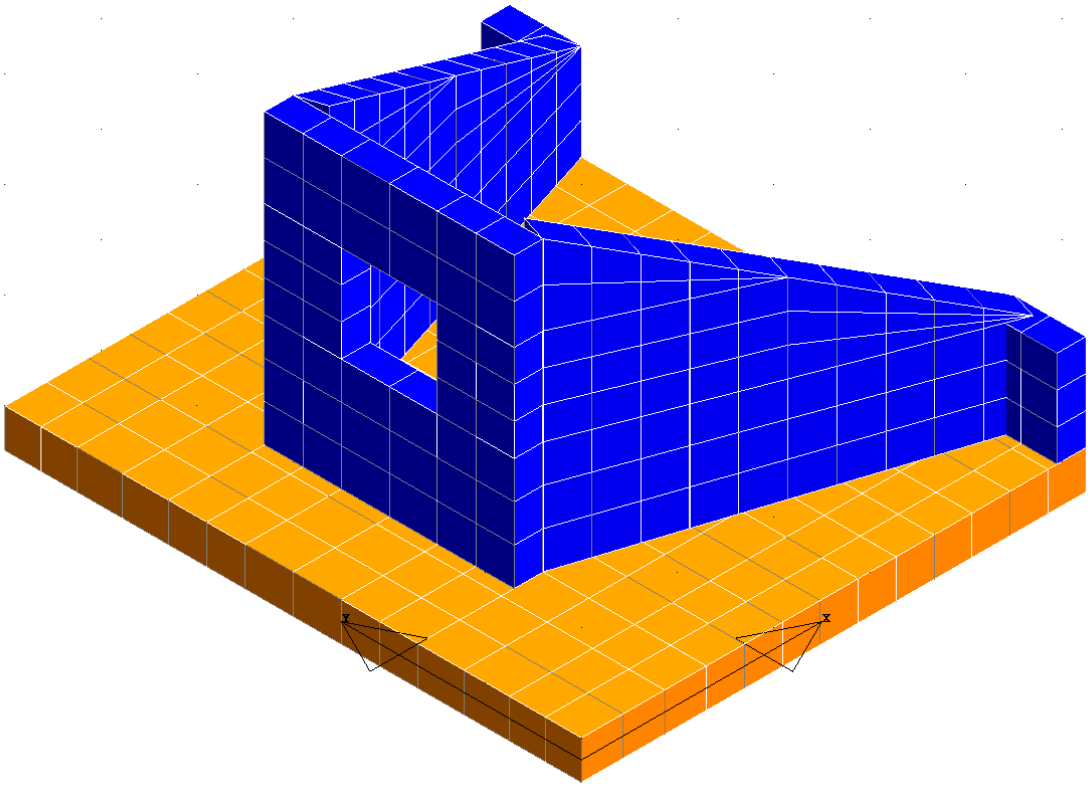


Figura 10 – Vista modello di calcolo manufatto di sbocco

7.3.3 Paratie di pali a sostegno dello scavo per la posa di tubazioni

Si precisa che tutte le opere di sostegno agli scavi quali: palificate e relativi cordoli e centine di contrasto, sono state considerate come opere provvisorie, per le quali, 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 previste in progetto paratie di pali a sostegno degli scavi per la posa di tubazioni; nella seguente tabella vengono riportati i tratti di scavo da proteggere con paratie di pali, l'ubicazione, le caratteristiche geometriche degli scavi, la tipologia di carico gravante a bordo scavo e la tipologia di sezione rilevata.

DOPPIA PARATIA DI MINIPALI CONTRASTATA IN TESTA A SOSTEGNO DELLO SCAVO PER LA POSA DELLE TUBAZIONE

	Tratto	Picch. da	Picch. a	Via	Lunghezza tratto	Diametro tubazione	Geometria scavo: Profondità max	Geometria scavo: Larghezza	Caratteristiche fabbricati a bordo scavo: Tipologia	Caratteristiche fabbricati a bordo scavo: Distanza da bordo scavo	Caratteristiche fabbricati a bordo scavo: Quota intrad. Fondazione	Geometrie paratie minipali: Palo	Geometrie paratie minipali: Inter.	Geometrie paratie minipali: Lunghezza palo (all'estradosso cordolo)	Sezione rilevata
		da	*a*		*m*	*mm*	*m*	*m*		*m*	*m*	*DN [mm]*	*m*	*L [m]*	
Paratia di pali via Gramsci-via Mazzini (picch. 13a-16*)	E48-K1	13a	14	via Gramsci	5,00	500	3,63	1,50	Fabbricato 3 piani fuoriterra 1 piano interrato	3,15	3,80	300,0	0,35	8,0	via Gramsci sez. 12-13
	E48-K1	14	16*	via Mazzini	29,50	630	3,81	1,50	Fabbricato 2 piani fuoriterra 1 piano interrato	2,60	3,80	300,0	0,35	8,0	via Mazzini sez. 15-16
Paratia di pali via Aia-via Palmieri (picch. 6a-8)	E12-E11	6a	7	via Aia	5,00	630	4,04	1,50	Fabbricato 3 piani fuoriterra 1 piano interrato	1,80	3,80	300,0	0,35	8,0	Via Aia sez. 6-7
	E11-E10	7	8	via Palmieri	21,00	630	4,04	1,50	Fabbricato 2 piani fuoriterra 1 piano interrato	1,20	3,80	300,0	0,35	10,0	Via Palmieri sez. 7-8
Paratia di pali via Palmieri-via Martiri d'Otranto (picch. 19a-20a)	E10-E9	19a	20	via Palmieri	10,00	630	3,04	1,50	Fabbricato 4 piani fuoriterra	1,19	1,00	300,0	0,35	10,0	Via Palmieri sez. 14-15
	E9-E1	20	20a	via Martiri d'Otranto	5,00	800	3,30	1,50	Fabbricato 3 piani fuoriterra 1 piano seminterrato	1,70	2,30	300,0	0,35	8,0	via Martiri d'Otranto sez. 15-16, sez. 17-20

Le doppie palificate previste in progetto saranno costituite da pali DN300 in cls armato della lunghezza di 8 e interasse 35 cm, contrastate in testa da cordoli di coronamento sempre in cls armato con sezione 60×40 cm e da puntoni da realizzarsi mediante profilati in acciaio IPE180 ad interasse di 5,00 m.
La presenza del cordolo di coronamento in testa alla palificata è stata schematizzata nel modello di calcolo, imponendo il bloccaggio in testa.
La scelta dei tratti di condotta da realizzare tra paratie di pali contrastate in testa è stata operata mettendo in relazione i profili delle condotte da realizzare con le sezioni di rilievo stradali con indicazione del piano di fondazione dei fabbricati eseguite direttamente dalla Gori S.p.A (cfr.allegato).
Per motivi economici per i tratti la cui realizzazione non è prevista tra minipali, si prevede lo scavo armato con blindaggio certificato CE, idoneo 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.
Seguono delle schematizzazioni grafiche rappresentative degli sforzi che le palificate trasmettono ai cordoli di coronamento. L'analisi è stata svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1.
Si tenga presente che, al fine di rendere il modello di calcolo quanto più verosimile possibile, i tiranti sono stati dimensionati in modo che la deformata della paratia in corrispondenza dei tiranti stessi, sia congruente in termini di grandezza, alla deformata della centina sottoposta ai carichi relativi alla relativa quota di posa.

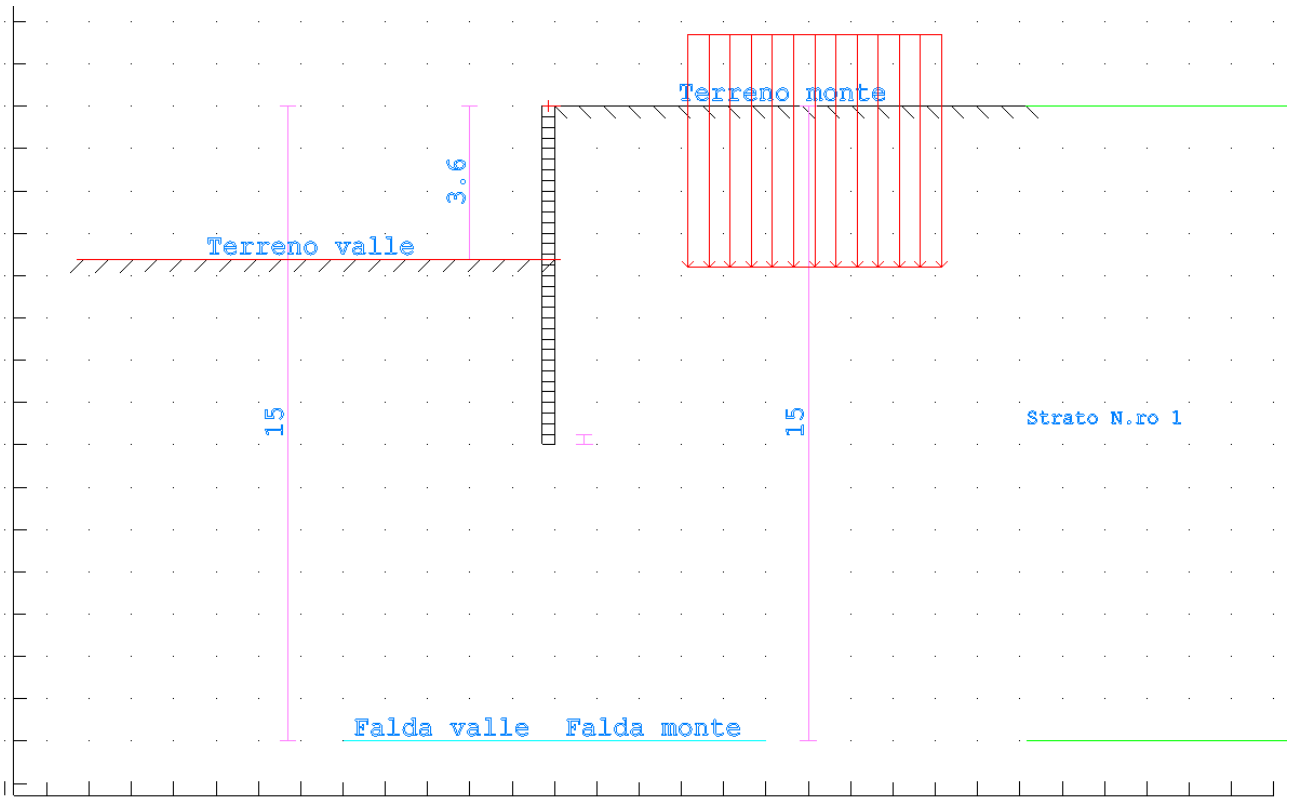


Figura 11 – Vista modello di calcolo palificata DN300 via Gramsci (E48-K1, picch. 13a-14)

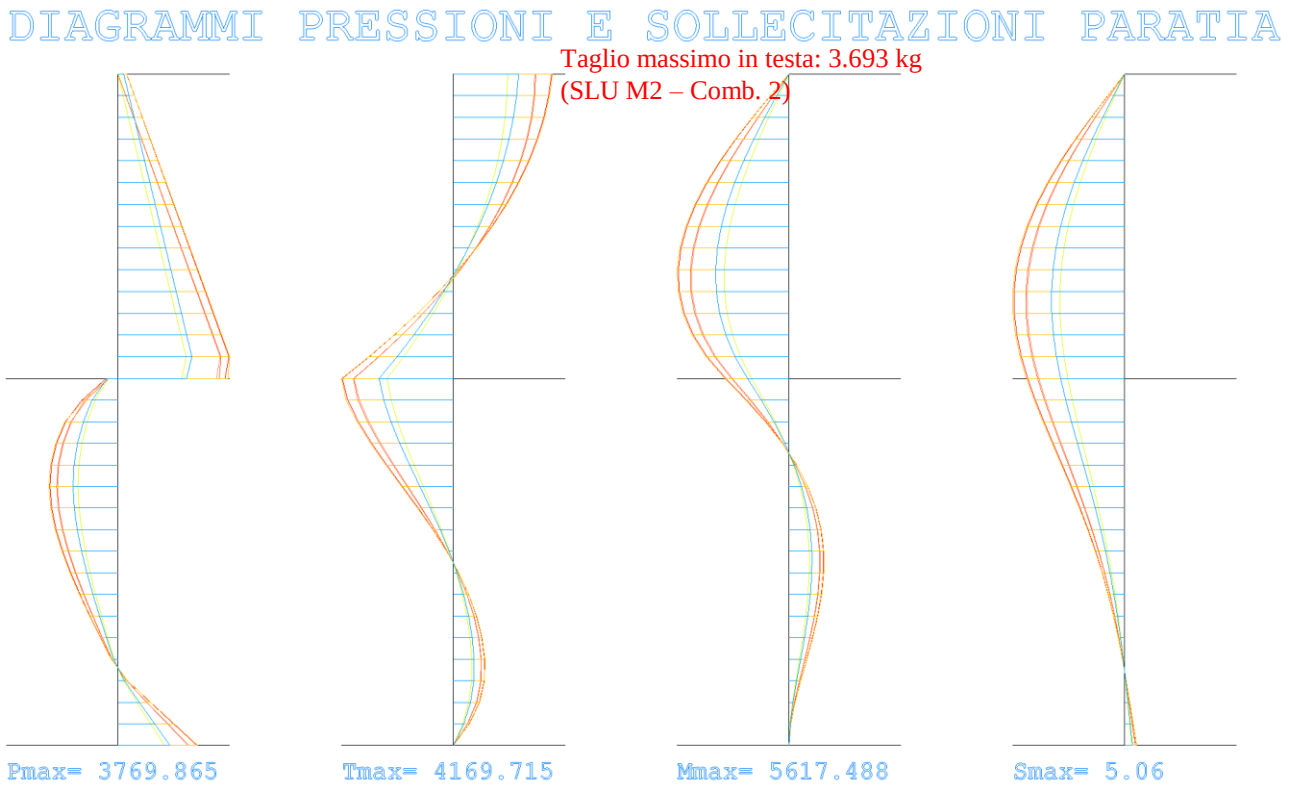


Figura 12 – Diagrammi inviluppo pressioni e sollecitazione paratia DN300 via Gramsci (E48-K1, picch. 13a-14), con indicazione dei carichi trasmessi al cordolo di coronamento in testa alla paratia

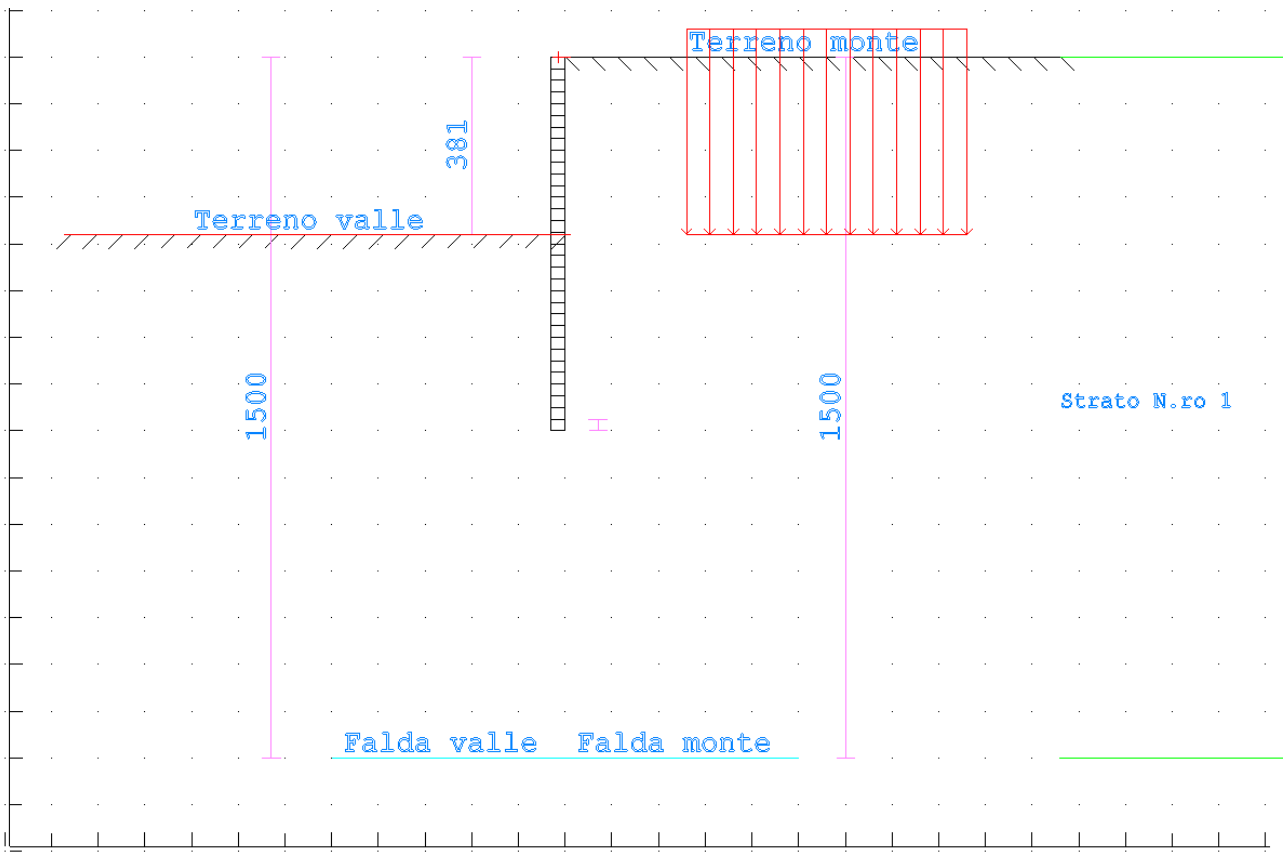


Figura 13 – Vista modello di calcolo palificata DN300 via Mazzini (E48-K1, picch. 14-16*)

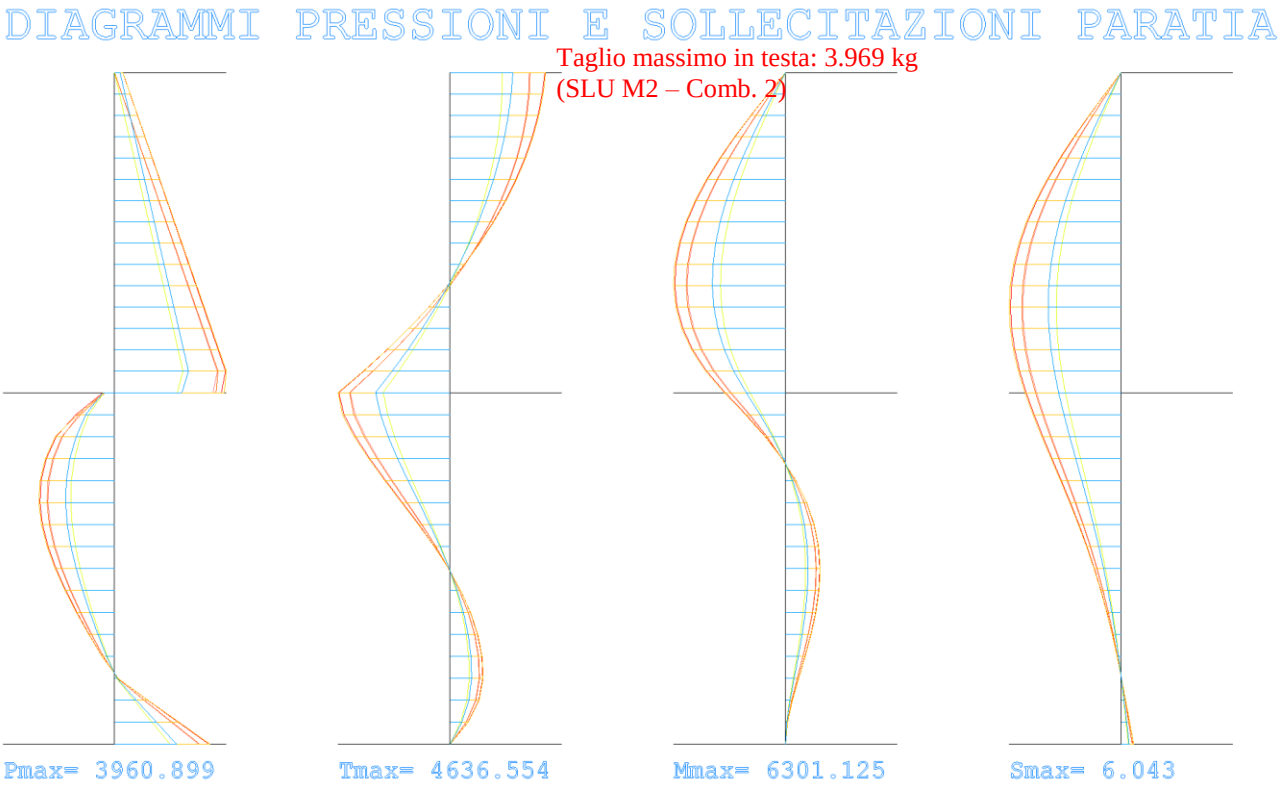


Figura 14 – Diagrammi inviluppo pressioni e sollecitazione paratia DN300 via Mazzini (E48-K1, picch. 14-16*), con indicazione dei carichi trasmessi al cordolo di coronamento in testa alla paratia

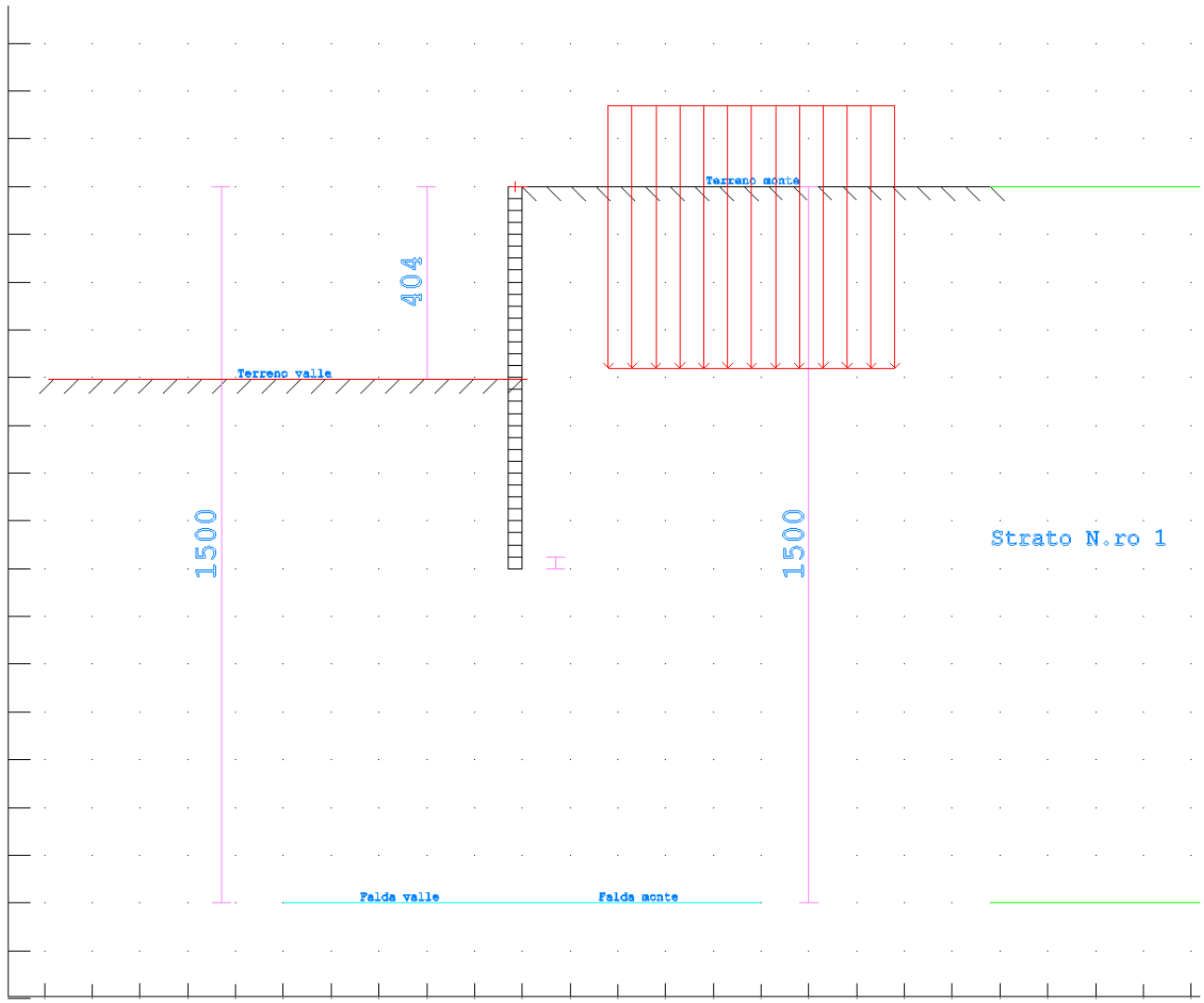


Figura 15 – Vista modello di calcolo palificata DN300 via Aia (E12-E11, picch. 6a-7)

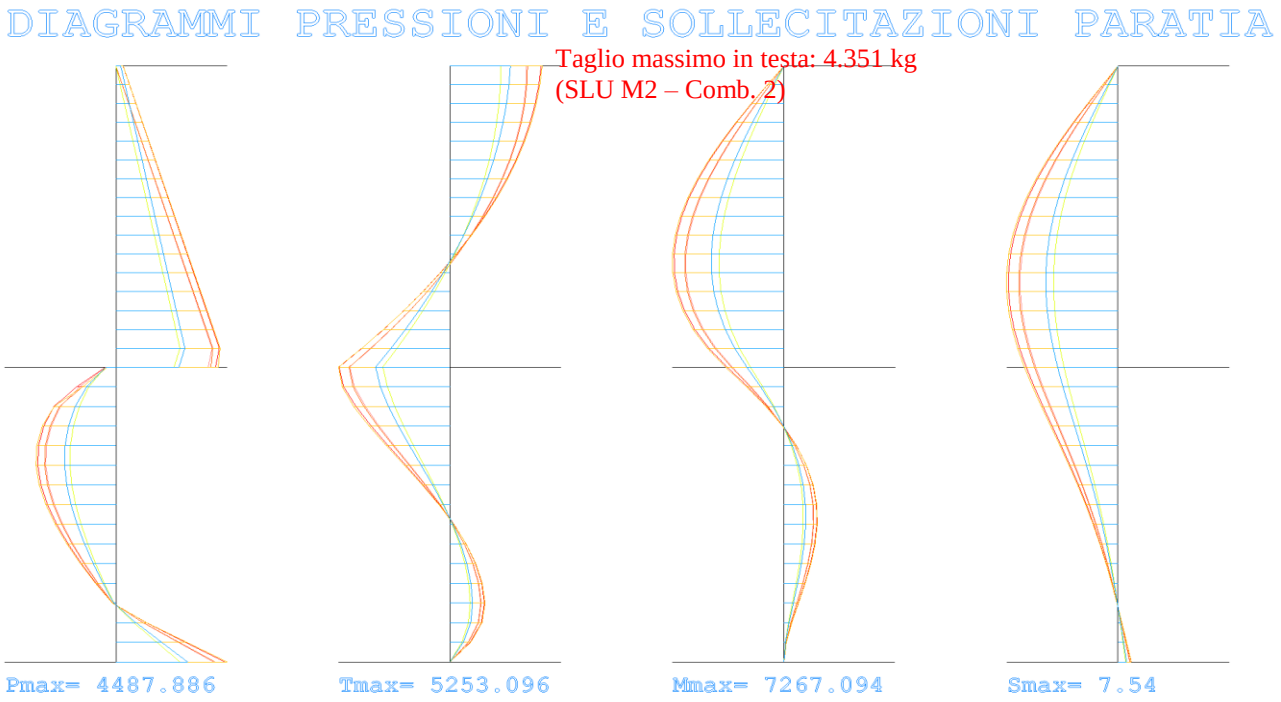


Figura 16 – Diagrammi inviluppo pressioni e sollecitazione paratia DN300 via Aia (E12-E11, picch. 6a-7), con indicazione dei carichi trasmessi al cordolo di coronamento in testa alla paratia

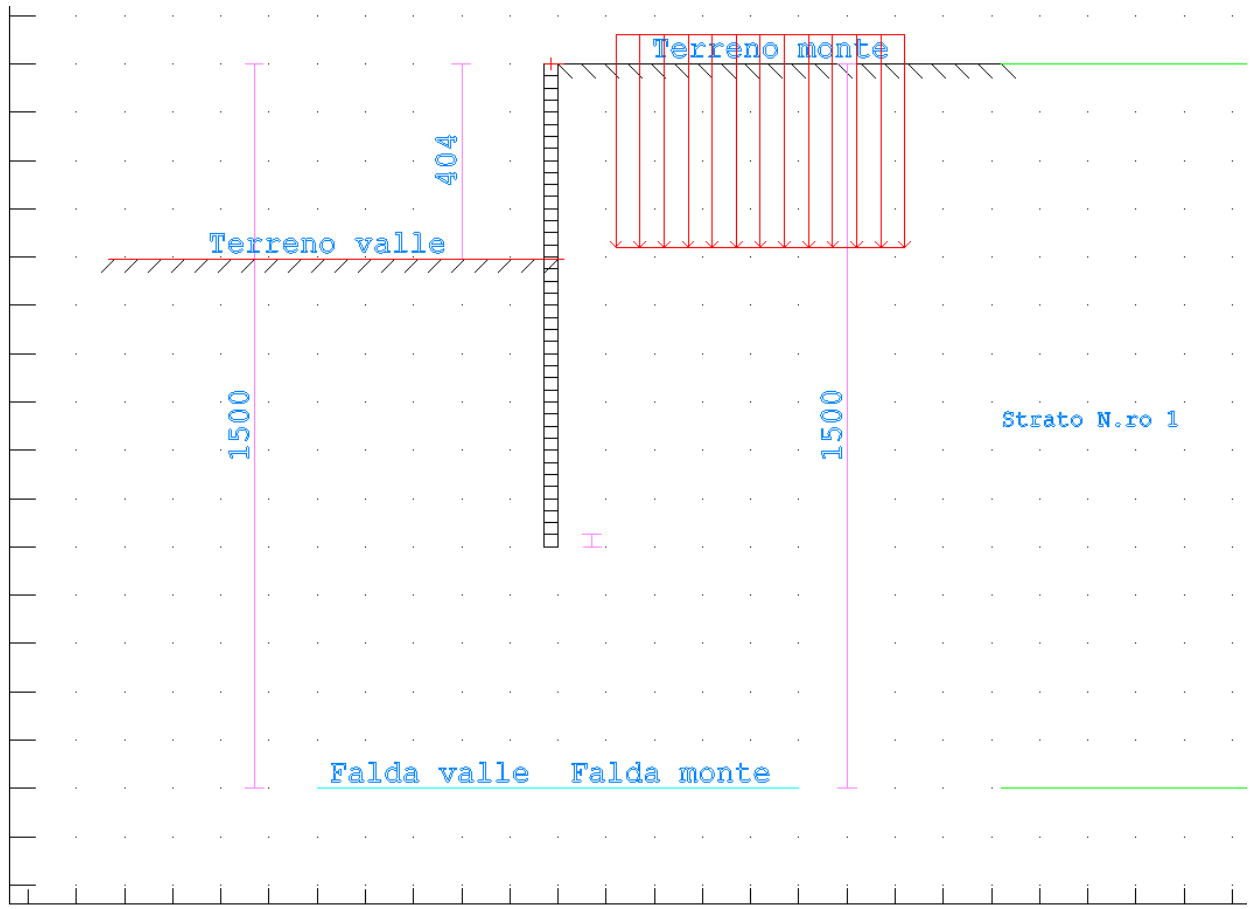


Figura 17 – Vista modello di calcolo palificata DN300 via Palmieri (E11-E10, picch. 7-8)

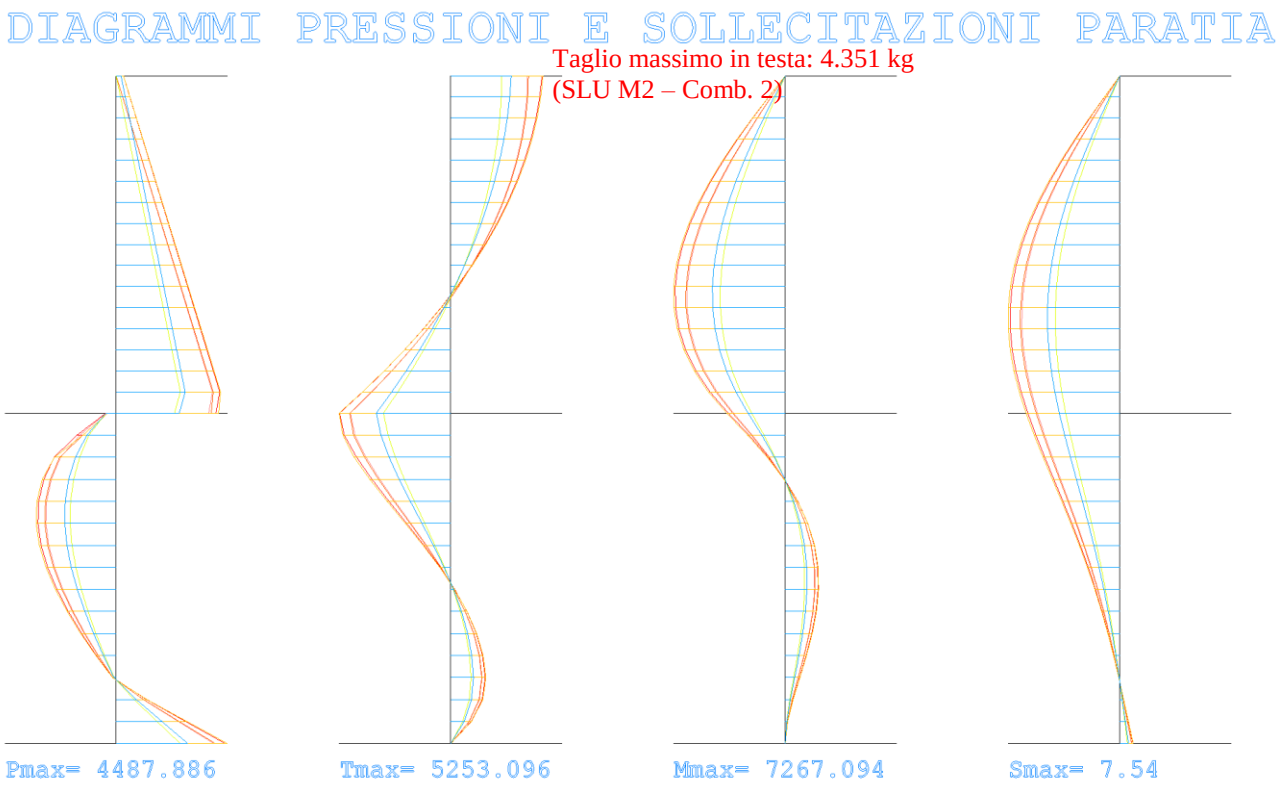


Figura 18 – Diagrammi inviluppo pressioni e sollecitazione paratia DN300 via Palmieri (E11-E10, picch. 7-8), con indicazione dei carichi trasmessi al cordolo di coronamento in testa alla paratia

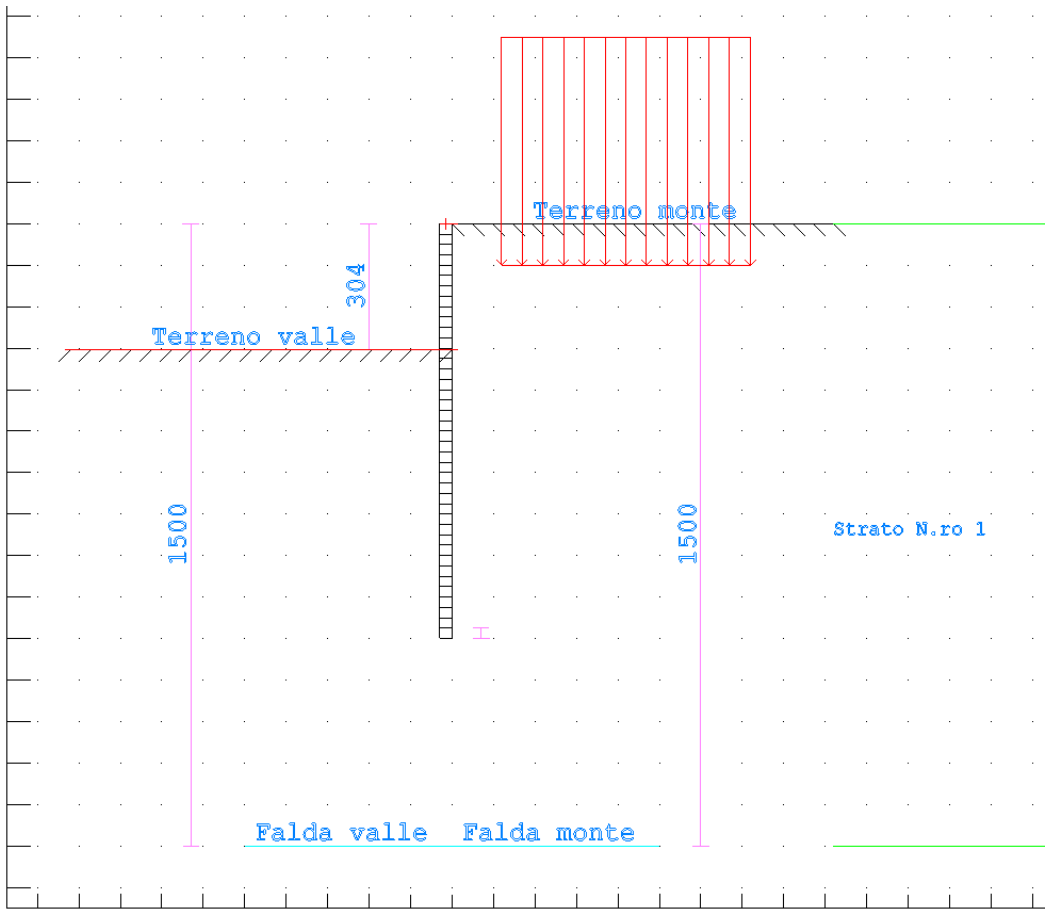


Figura 19 – Vista modello di calcolo palificata DN300 via Palmieri (E10-E9, picch. 19a-20)

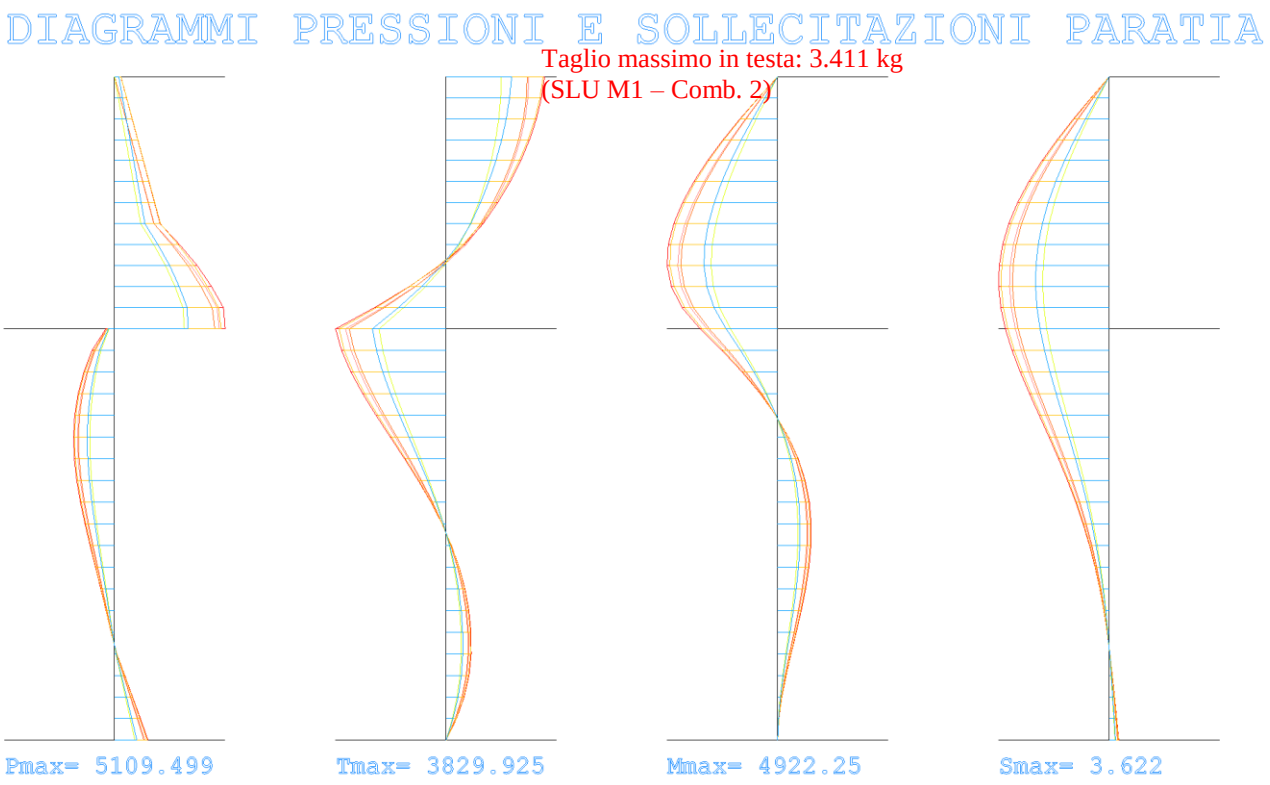


Figura 20 – Diagrammi inviluppo pressioni e sollecitazione paratia DN300 via Palmieri (E10-E9, picch. 19a-20), con indicazione dei carichi trasmessi al cordolo di coronamento in testa alla paratia

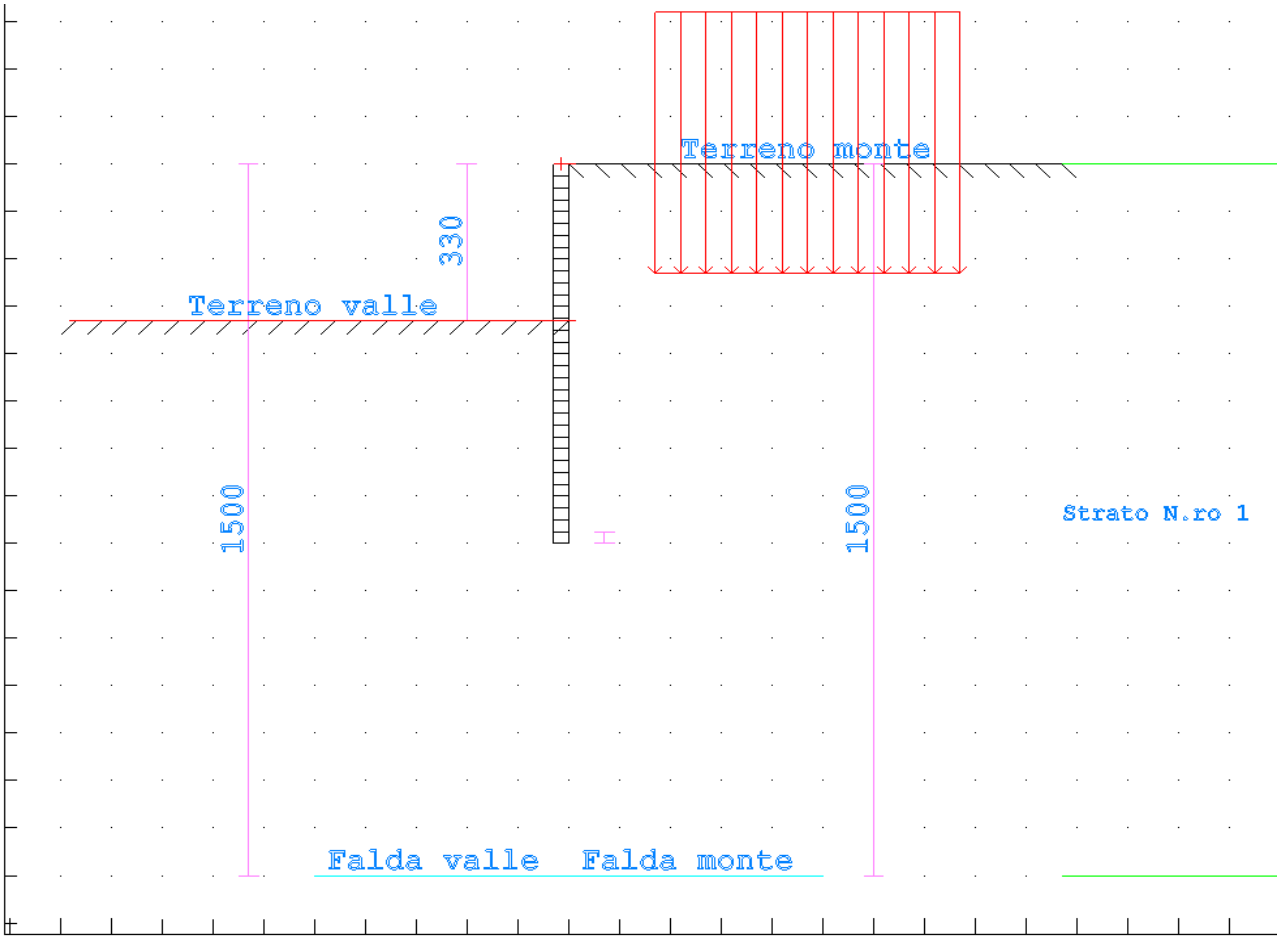


Figura 21 – Vista modello di calcolo palificata DN300 via Martiri d'Otranto (E9-E1, picch. 20-20a)

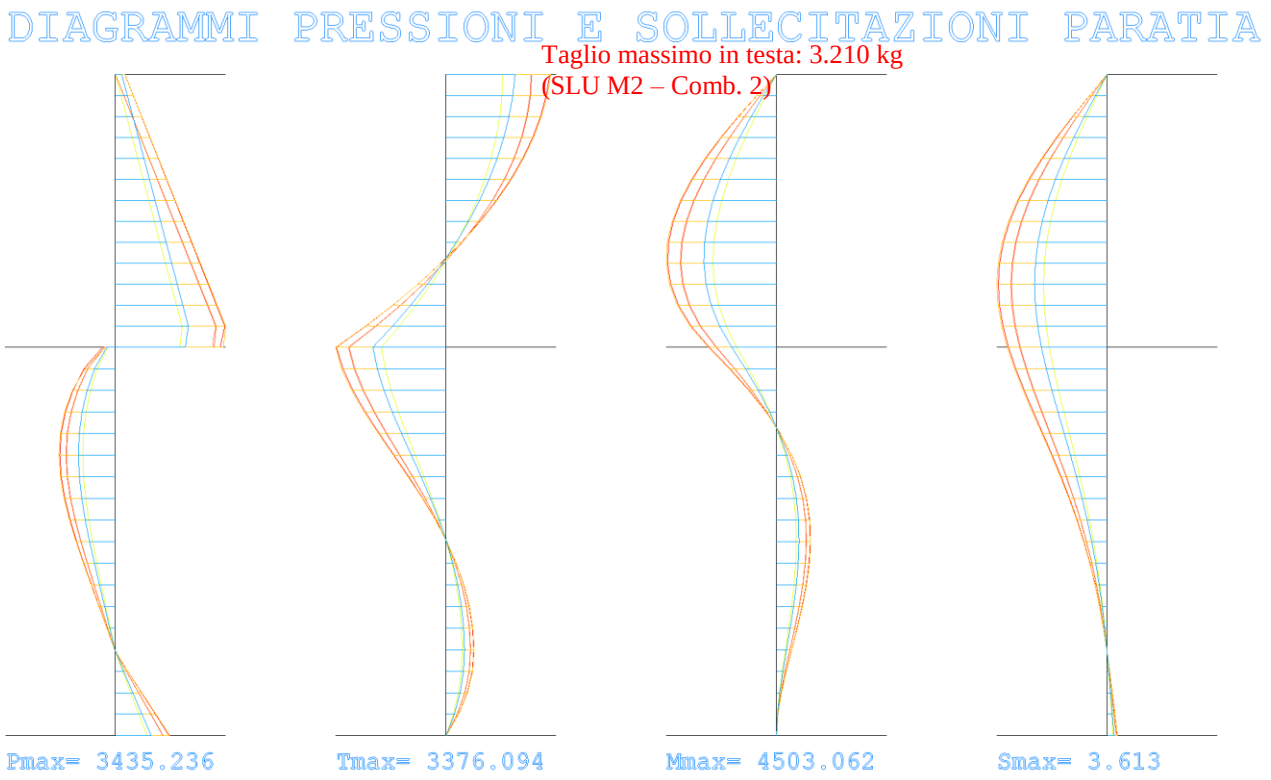


Figura 22 – Diagrammi inviluppo pressioni e sollecitazione paratia DN300 via Martiri d'Otranto (E9-E1, picch. 20-20a), con indicazione dei carichi trasmessi al cordolo di coronamento in testa alla paratia

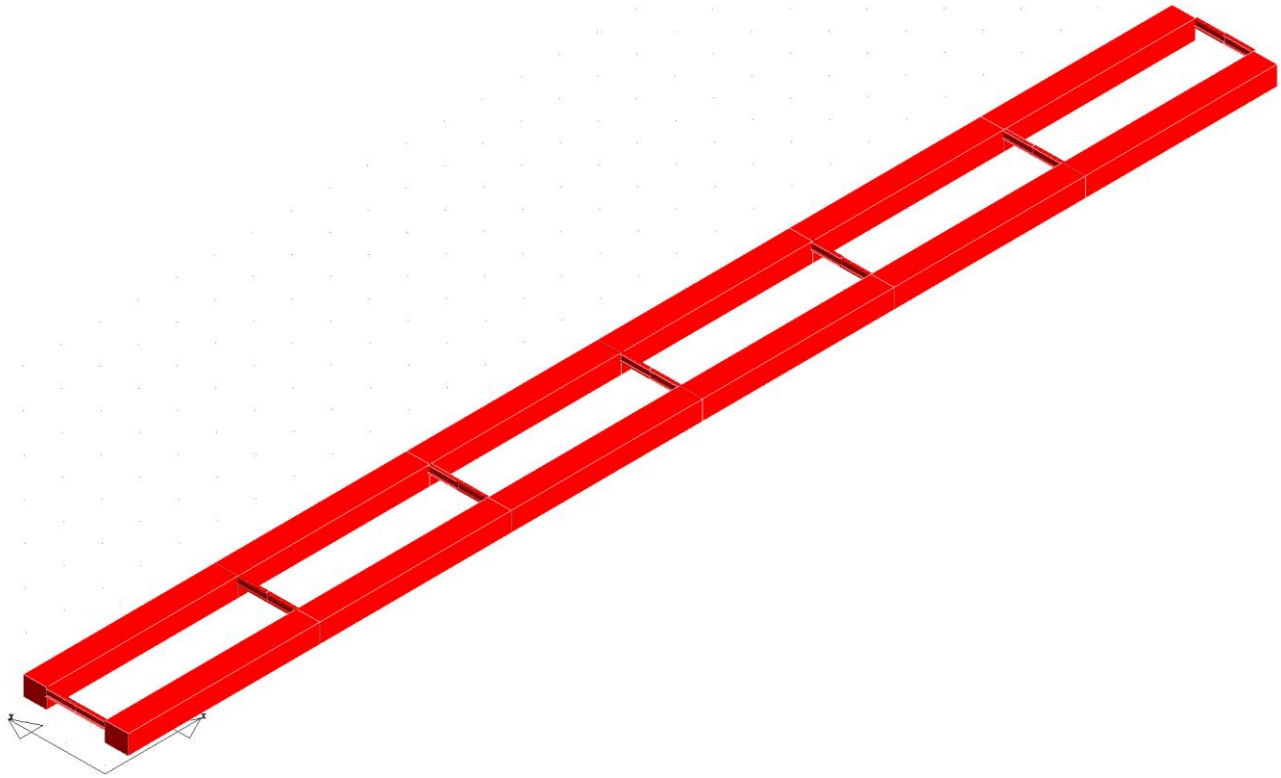


Figura 23 – Vista 3D modello di calcolo cordoli di coronamento palificate

7.3.4 Paratia di pali a sostegno dello scavo dei manufatti

Si precisa che tutte le opere di sostegno agli scavi quali: palificate e relativi cordoli e centine di contrasto, sono state considerate come opere provvisorie, per le quali, 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 previste in progetto paratie di pali a sostegno degli scavi per i seguenti scaricatori di piena:

- SF1 – scaricatore di piena al nodo F;
- SF3 – scaricatore di piena al nodo O;
- SF5 – scaricatore di piena al nodo K.

Come già accennato nel precedente paragrafo, è stata dimensionata un'unica palificata avente caratteristiche scelte tra quelle più svantaggiose, ossia:

- geometria dello scavo con dimensioni maggiori (altezza maggiore);
- condizioni di carico della palificata più sollecitata;

come meglio schematizzato nella seguente tabella:

PARATIE DI PALI A SOSTEGNO DELLO SCAVO PER LA REALIZZAZIONE DEI MANUFATTI

Codice	Manufatto	Ingombro esterno manufatto			Profondità di scavo	Realizzazione paratia di pali a sostegno dello scavo	Tipo sovracc. Permanente a bordo scavo più gravoso	Distanza sovracc. minima da bordo scavo
		Base 1	Base 2	Altezza				
		m	*m*	*m*	*m*			*m*
SF1	Scaricatore di piena al nodo F	3,70	3,40	2,34	3,37	SI	Fabbricato 4 piani fuoriterra	5,00
SF2	Scaricatore di piena al nodo E55	3,70	3,40	1,99	2,84	NO	Fabbricato 4 piani fuoriterra	5,00
SF3	Scaricatore di piena al nodo O	3,70	3,40	2,59	3,37	SI	Fabbricato 3 piani fuoriterra	3,00
SF4	Scaricatore di piena al nodo V	3,70	3,40	1,92	2,17	NO		
SF5	Scaricatore di piena al nodo K	3,70	3,40	2,56	3,06	SI	Fabbricato 3 piani fuoriterra	2,00
	Condizioni più gravose:	**3,70**	**3,40**	**2,59**	**3,37**		**Fabbricato 4 piani fuoriterra**	**2,00**

I risultati ottenuti dalle verifiche sono stati estesi a tutti i manufatti appartenenti alla medesima categoria.

Le palificate previste in progetto saranno costituite da pali DN300 in cls armato della lunghezza di 10 m e interasse 30 cm, contrastate in testa da cordoli di coronamento sempre in cls armato con sezione 60×40 cm.
La presenza del cordolo di coronamento in testa alla palificata è stata schematizzata nel modello di calcolo, imponendo il bloccaggio in testa.
Seguono delle schematizzazioni grafiche rappresentative degli sforzi che le palificate trasmettono ai cordoli di coronamento. L'analisi è stata svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1.
Si tenga presente che, al fine di rendere il modello di calcolo quanto più verosimile possibile, i tiranti sono stati dimensionati in modo che la deformata della paratia in corrispondenza dei tiranti stessi, sia congruente in termini di grandezza, alla deformata della centina sottoposta ai carichi relativi alla relativa quota di posa.

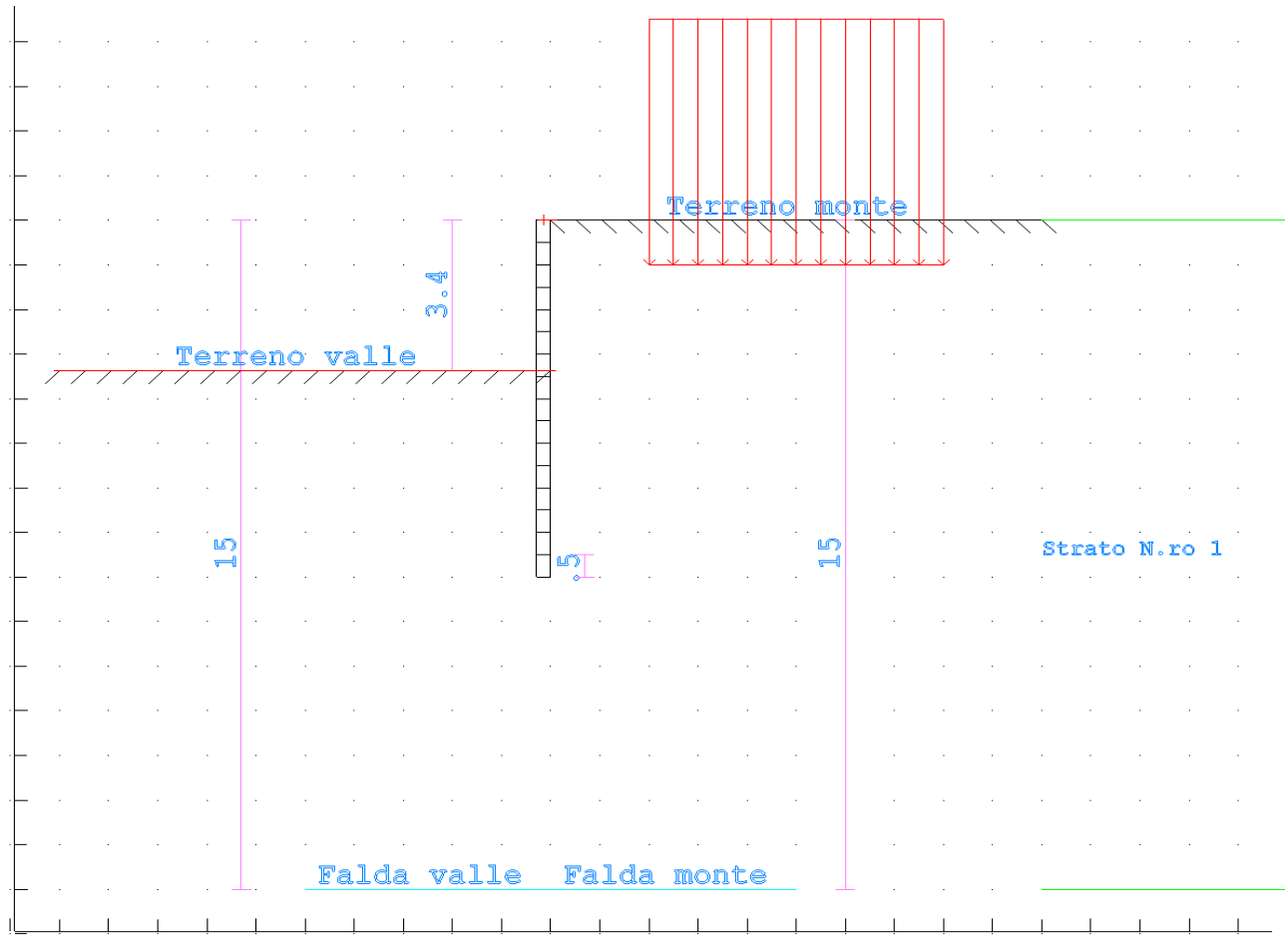


Figura 24 – Vista 3D modello di calcolo cordoli di coronamento palificate

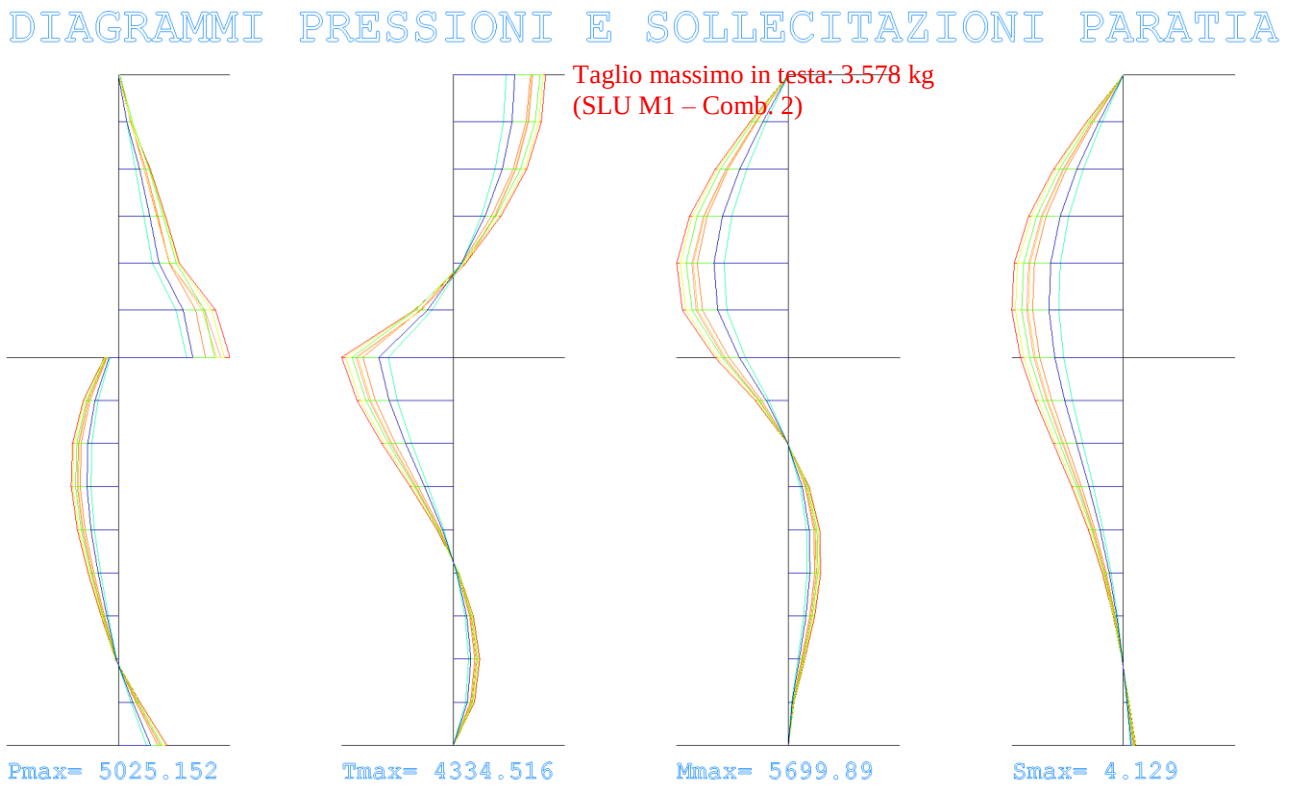


Figura 25 – Diagrammi inviluppo pressioni e sollecitazione paratia DN300, con indicazione dei carichi trasmessi al cordolo di coronamento in testa alla paratia

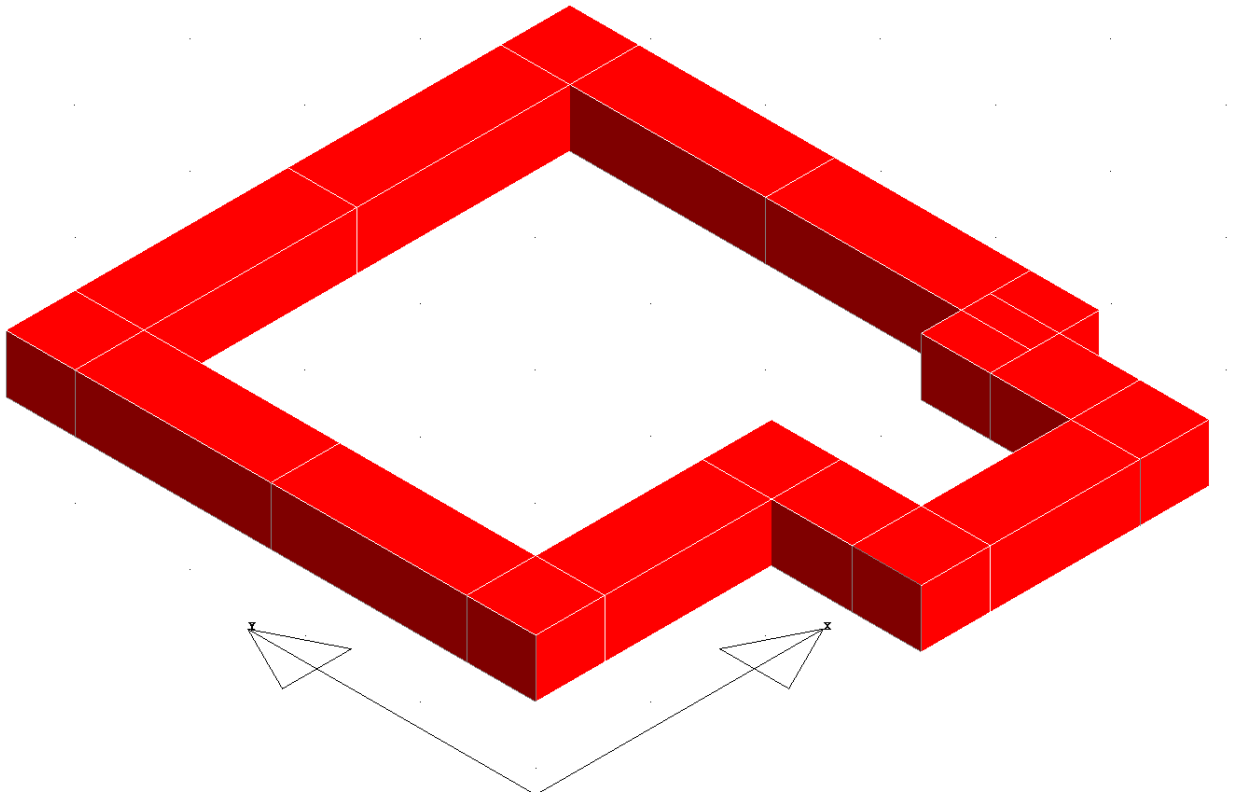


Figura 26 – Vista 3D modello di calcolo cordoli di coronamento palificate

7.4 CONDIZIONI DI CARICO CONSIDERATE

Di seguito si riportano le condizioni di carico considerate per il progetto e la verifica dei manufatti di progetto.

7.4.1 Palificate

Nelle verifiche strutturali si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In particolare, le sollecitazioni (comprese quelle nei puntoni e negli ancoraggi) devono calcolarsi portando in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza.

Il calcolo delle spinte viene convenzionalmente riferito ad un metro di profondità di paratia. Pertanto tutte le grandezze riportate in stampa, sia per i dati di input che per quelli di output, debbono di conseguenza attribuirsi ad un metro di profondità della paratia stessa.
Per rendere più completa la trattazione relativa alla determinazione delle spinte sarà opportuno distinguere i seguenti casi:
Spinta delle terre:
a) con superficie del terreno rettilinea
b) con superficie del terreno spezzata
Spinta del sovraccarico ripartito uniforme:
a) con superficie del terreno rettilinea
b) con superficie del terreno spezzata
Spinta del sovraccarico ripartito parziale
Spinta del sovraccarico concentrato lineare
Spinte in presenza di coesione
Spinta interstiziale in assenza o in presenza di moto di filtrazione
Spinta passiva

Per maggiori dettagli relativi alla metodologia di calcolo utilizzata, si rimanda al paragrafo 12.
In particolare sono state considerate le seguenti condizioni di carico:

Condizione di carico n. 1 – PERMANENTE
Spinta dovuta alla presenza dei fabbricati a bordo scavo.

Condizione di carico n. 2 – TRAFFICO VEICOLARE
Spinta dovuta al peso dei mezzi d'opera transitanti a bordo scavo.

7.4.2 Cordoli di coronamento e puntoni di contrasto

I cordoli di coronamento sono stati schematizzati bloccando in testa la palificata nel Software "CDBWin – Paratie"; l'analisi è stata svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1.
I cordoli sono stato dimensionati e verificati (mediante il software di calcolo strutturale CDSWin) con carico permanente coincidente con lo sforzo di taglio in testa alla palificata di riferimento (ipotizzata appunto vincolata in testa). In particolare sono state considerate le seguenti condizioni di carico:

Condizione di carico n. 1 - Peso proprio
Struttura in c.a. di fondazione/elevazione: calcolato in automatico dal software CDS.

Condizione di carico n. 2 - Sovraccarico permanente
Carico laterale sul cordolo (la condizione di carico n. 2 in fase di calcolo non è stata amplificata, in quanto gli sforzi di trazione sul cordolo e sui tiranti, calcolati con il software CDB, tengono già conto delle azioni permanenti e variabili amplificati mediante i coefficienti parziali del gruppo A1).

Seguono delle schematizzazioni grafiche rappresentative degli sforzi che le palificate trasmettono ai cordoli di coronamento; in particolare si riportano gli sforzi per il dimensionamento del cordolo in testa alle palificate a protezione

dello scavo per la posa delle tubazioni (è stato verificato una sola tipologia di cordolo nelle condizioni più gravose) e gli sforzi per il dimensionamento del cordolo in testa alle palificate a protezione dello scavo dei manufatti.

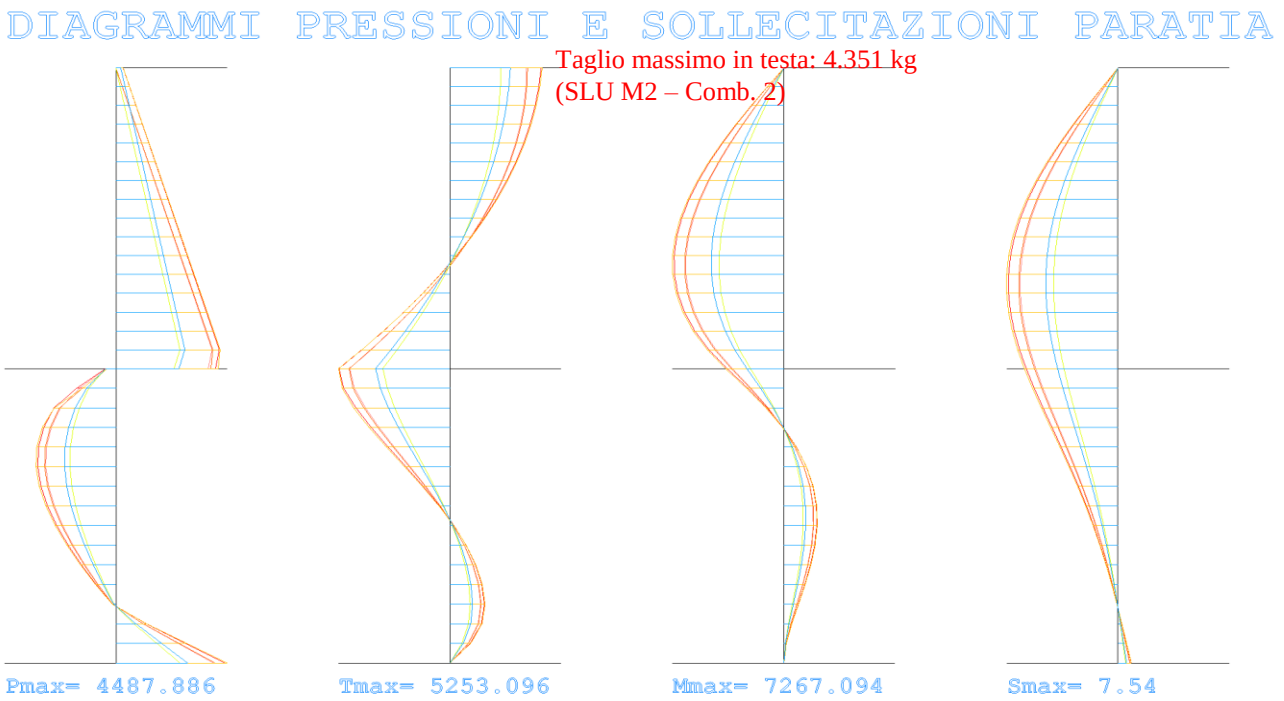


Figura 27 – Diagrammi inviluppo pressioni e sollecitazione massime paratia DN300 a protezione degli scavi delle tubazioni, con indicazione dei carichi trasmessi al cordolo di coronamento in testa alla paratia

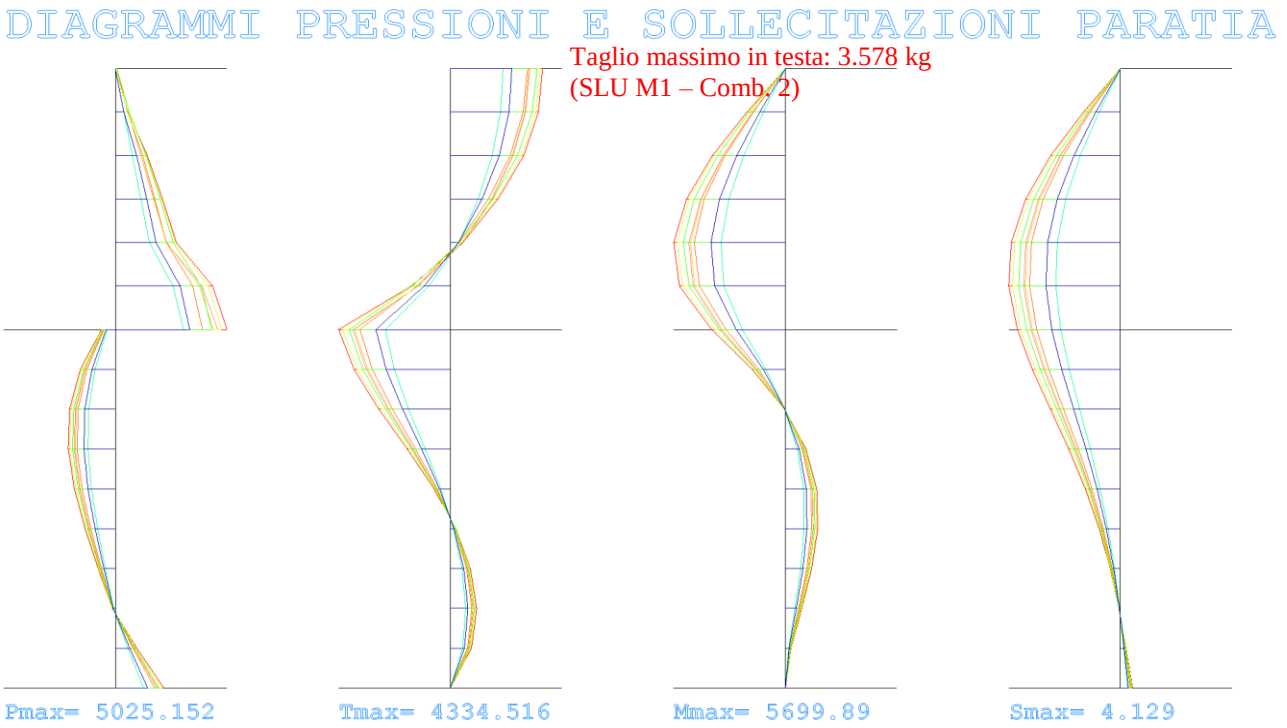


Figura 28 – Diagrammi inviluppo pressioni e sollecitazione paratia DN300 a protezione dello scavo dei manufatti, con indicazione dei carichi trasmessi al cordolo di coronamento in testa alla paratia

7.4.3 Scaricatori di piena e manufatti di sbocco

Condizione di carico n. 1 - Peso proprio
Struttura in c.a. di fondazione/elevazione: calcolato in automatico dal software CDS.

Condizione di carico n. 2 - Sovraccarico permanente
Carichi permanenti agenti durante la fase di esercizio, dettagliati nel paragrafo relativo alle analisi dei carichi.

Condizione di carico n. 3 - Carico da neve
Carico da neve, come da calcoli di seguito allegati.

Condizione di carico n. 4 - Carico variabile accidentale (Cat. E2 Ambienti ad uso industriale)
Carico di manutenzione.

Condizione di carico n. 5 - Carico variabile accidentale (Cat. G Parcheggi q > 30kN)
Transito veicolare.

Condizione di carico n. 6 - Terreno spingente con sovraccarico e incremento sismico lungo x e y
È considerato in tale condizione la spinta attiva del terreno, del sovraccarico accidentale intorno alla vasca (3.000 kg/m²) e l'incremento sismico.

Condizione di carico n. 7 - Carico variabile - spinta dell'acqua all'interno del manufatto (Cat. E2 Ambienti ad uso industriale)
È considerato in tale condizione la spinta dell'acqua all'interno della vasca nel caso di rottura dei tubi.

Condizione di carico n. 8 – Correzione torsionale lungo x
La correzione torsionale va sempre applicata a qualunque struttura calcolata sismicamente, e si potrà scegliere in che modo tenere conto di tale correzione tra le due seguenti possibilità:
- **Ecc. + 5%** - In aggiunta all'eccentricità effettiva, si dovrà considerare un'eccentricità accidentale, traslando il centro di massa di ciascun piano, in ognuna delle direzioni considerate, di una distanza pari al 5% della dimensione massima in pianta del piano in direzione ortogonale a quella del sisma.
- **Delta** – Amplificazione delle forze da applicare a ciascun elemento verticale con un fattore δ risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + \frac{0.6 \cdot x}{L_c}$$

essendo:
x = distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata ortogonalmente alla direzione dell'azione sismica considerata;
L_c = distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata in maniera analoga.

Condizione di carico n. 9 - Correzione torsionale lungo y
Idem condizione precedente

Condizione di carico n. 10 - Sisma lungo x
Valutata con il metodo dell'analisi sismica statica ai sensi del § 7 D.M. 17.01.2018.
La struttura è stata calcolata con un'analisi di tipo **statica nodale**, una procedura in cui le masse sono concentrate su tutti i nodi della struttura e le relative forze orizzontali risultano così applicate alla struttura in modo più diffuso, nodo per nodo. Ciò comporta il vantaggio di potere effettuare un'analisi sismica corretta anche in assenza di impalcati rigidi (tralicci, strutture senza solai rigidi o controventi di piano), e con la migliore approssimazione dovuta alla distribuzione delle azioni più aderente alla realtà. Anche in questo caso, come per l'analisi statica per piani, le forze sono ottenute ipotizzando una distribuzione di tipo triangolare, ottenuta tramite dei coefficienti moltiplicativi che crescono con l'altezza del nodo.

Condizione di carico n. 11 - Sisma lungo y
Valutata con il metodo dell'analisi sismica dinamica ai sensi del § 7 D.M. 17.01.2018.

Condizione di carico n. 12 - Coefficiente Sigma Profili
La condizione COEFF. SIGMA PROFILI entra in gioco soltanto se nella struttura da calcolare sono presenti aste in acciaio, in caso contrario verrà ignorata dal programma. Il coefficiente associato a questa condizione andrà a moltiplicare la tensione ammissibile dell'acciaio componente i profili utilizzati, sarà quindi possibile incrementare o

ridurre tale valore per motivi di sicurezza o simulare condizioni particolari. Nel caso specifico è stato considerato un coefficiente pari a 1.

7.5 ANALISI DEI CARICHI DEI MANUFATTI

In allegato alla presente relazione (*Appendice 01 – Analisi dei carichi manufatti*) è riportata per ogni manufatto calcolato l'analisi dei carichi dettagliata, suddivisa per tipologia di carico, eseguita per le opere oggetto della presente relazione, rimandando per ulteriori dettagli ai tabulati di calcolo sezione dati di input.

7.6 CARICO DA NEVE

Nel presente paragrafo si riporta la determinazione del carico da neve, come da normativa; in particolare è stato calcolato il suddetto carico da neve nelle condizioni più gravose ed esteso il risultato a tutti i manufatti.

Carico neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \qquad (3.3.7)$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

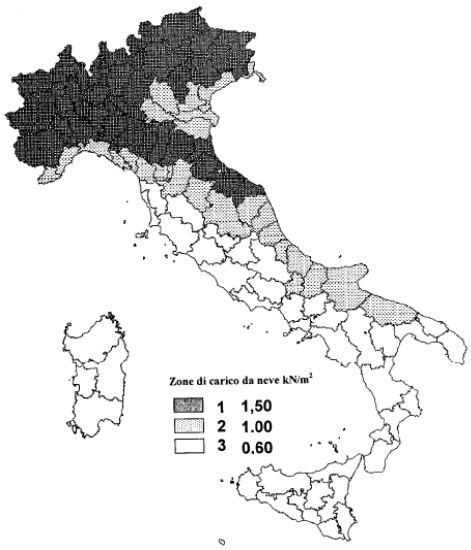
q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m2];

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Valore caratteristico del carico neve al suolo

○	**Zona I - Alpina** Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza $q_{sk} = 1{,}50$ kN/m² $\quad a_s \le 200$ m $q_{sk} = 1{,}39\,[1 + (a_s/728)^2]$ kN/m² $\quad a_s > 200$ m (3.3.8)	
○	**Zona I - Mediterranea** Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese $q_{sk} = 1{,}50$ kN/m² $\quad a_s \le 200$ m $q_{sk} = 1{,}35\,[1 + (a_s/602)^2]$ kN/m² $\quad a_s > 200$ m (3.3.9)	
○	**Zona II** Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona $q_{sk} = 1{,}00$ kN/m² $\quad a_s \le 200$ m $q_{sk} = 0{,}85\,[1 + (a_s/481)^2]$ kN/m² $\quad a_s > 200$ m (3.3.10)	a_s = **120** **mslm** q_{sk} = **0,60** **kN/m²**
◉	**Zona III** Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanisetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo $q_{sk} = 0{,}60$ kN/m² $\quad a_s \le 200$ m $q_{sk} = 0{,}51\,[1 + (a_s/481)^2]$ kN/m² $\quad a_s > 200$ m (3.3.11)	

Coefficiente di esposizione

	Topografia	C_E	Descrizione
○	Battuta dai venti	0,90	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.
○	Normale	1,00	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.
◉	Riparata	1,10	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato Ct = 1.

Ct = 1

Coefficiente di forma

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo α, espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale. I valori del coefficiente di forma μ1, riportati in Tab. 3.4.II si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

Coefficiente di forma	$0° \le \alpha \le 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \ge 60°$
μ_1	0,8	$0{,}8 \cdot \frac{(60-\alpha)}{30}$	0,0

Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

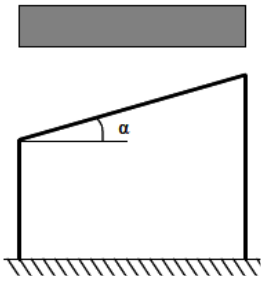
Copertura ad una falda

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α. Si deve considerare la condizione riportata in Fig. 3.4.2, la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico con o senza vento.

Estremità falda senza impedimento

α = 0,00°

μ_1 = 0,80



q_s = 0,528 kN/m²
(53,84 kg/m²)

Figura 3.4.2 – Condizioni di carico per coperture ad una falda

7.7 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.

8 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.

8.1 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.

8.2 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.

8.3 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).

8.4 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.

8.5 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 ag 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:

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

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:

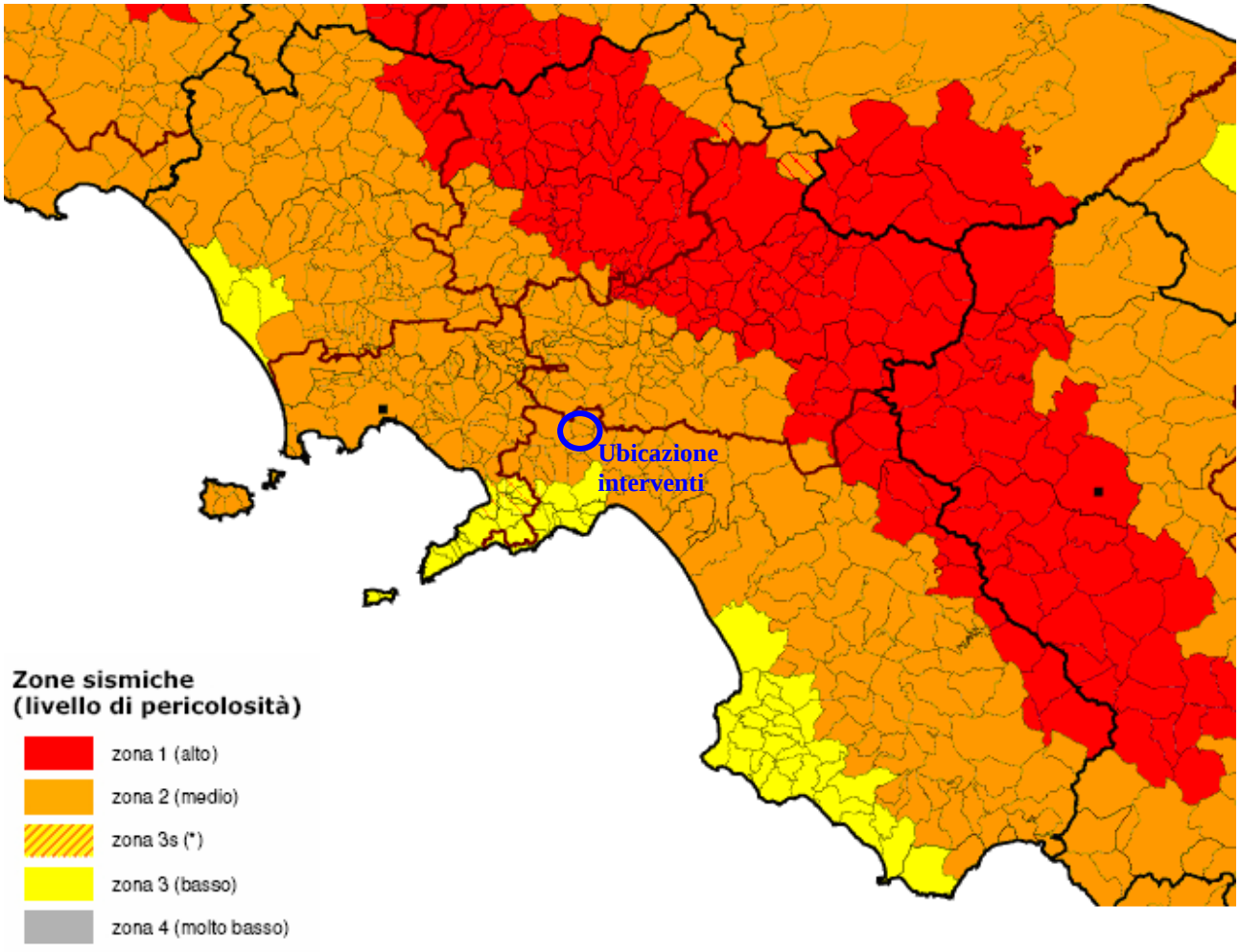
CLASSE	DESCRIZIONE
A	***Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi*** caratterizzati da valori di $\mathbf{V_{s,30}}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	***Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa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

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

Dalle indagini sismiche MASW la categoria di sottosuolo è **C** ***Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $\mathbf{V_{s,30}}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con valori di $15 < \mathbf{N_{SPT,30}} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < \mathbf{c_{u,30}} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

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

Il Comune di Siano risulta ricadente, a seguito della riclassificazione sismica, in zona n. 3 (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.



Zona 1 - E' la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti. Comprende 725 comuni del territorio nazionale.
Zona 2 - Nei comuni inseriti in questa zona possono verificarsi terremoti abbastanza forti. Comprende 2.344 comuni del territorio nazionale.
Zona 3 - I Comuni interessati in questa zona possono essere soggetti a scuotimenti modesti. Comprende 1.544 comuni del territorio nazionale.
Zona 4 - E' la meno pericolosa. Nei comuni inseriti in questa zona le possibilità di danni sismici sono basse. Comprende 3.488 comuni del territorio nazionale.

Presidenza del Consiglio dei Ministri

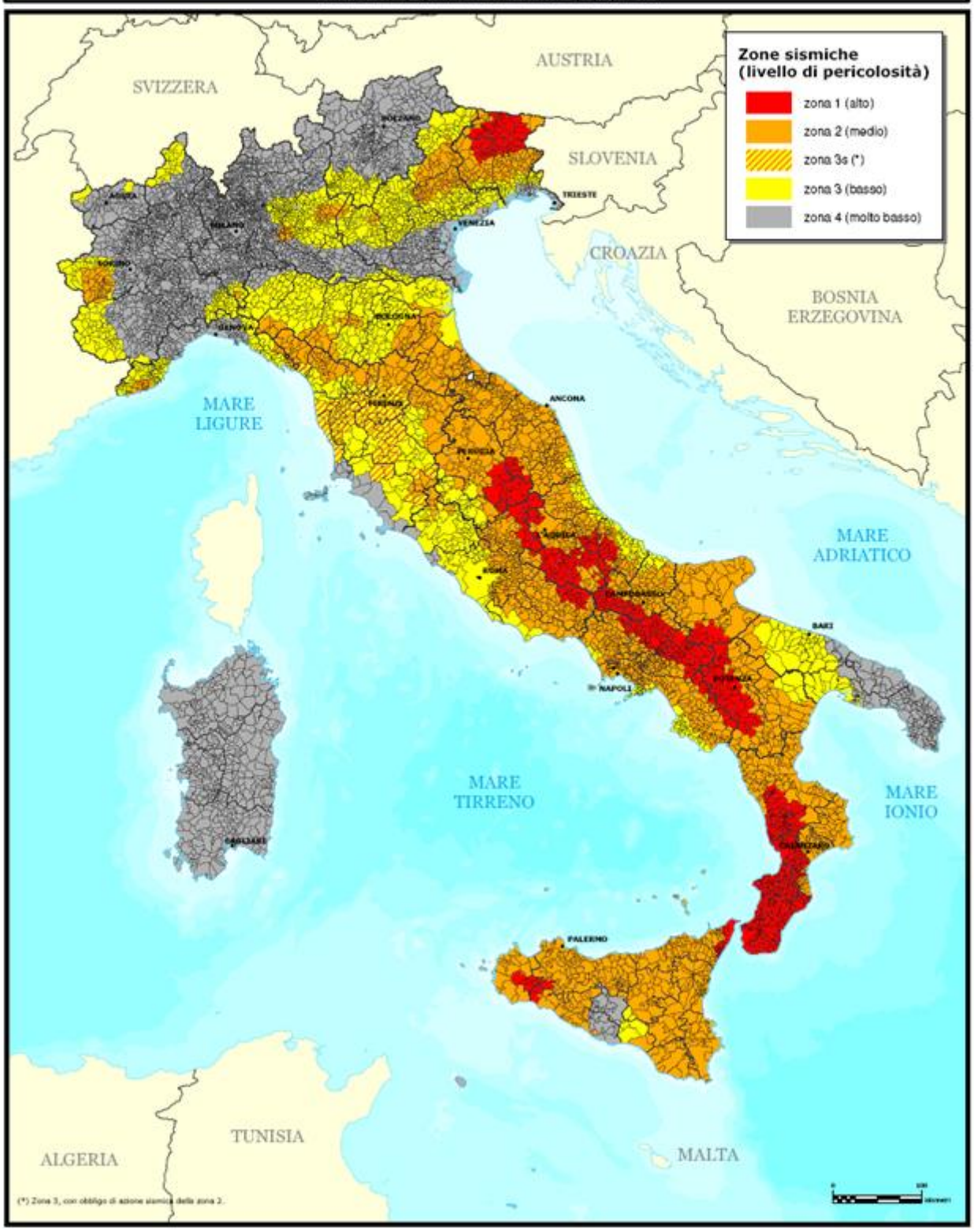
Dipartimento della protezione civile

Ufficio prevenzione, valutazione e mitigazione del rischio sismico e attività ed opere post-emergenza

Classificazione sismica al 2006

Recepimento da parte delle Regioni e delle Province autonome dell'Ordinanza PCM 20 marzo 2003, n. 3274.

Atti di recepimento al 31 dicembre 2007. Abruzzo: DGR 29/3/03, n. 438. Basilicata: DCR 19/11/03, n. 731. Calabria: DGR 10/2/04, n. 47. Campania: DGR 7/11/02, n. 5447. Emilia Romagna: DGR 21/7/03, n. 1435. Friuli Venezia Giulia: DGR 1/8/03, n. 2325. Lazio: DGR 1/8/03, n. 766. Liguria: DGR 16/5/03, n. 530. Lombardia: DGR 7/11/03, n. 14964. Marche: DGR 29/7/03, n. 1046. Molise: LR 20/5/04, n. 13. Piemonte: DGR 17/11/03, n. 61/11017. Puglia: DGR 2/3/04, n. 153. Sardegna: DGR 30/3/04, n. 15/31. Sicilia: DGR 19/12/03, n. 408. Toscana: DGR 16/6/03, n. 604. Trentino Alto Adige: Bolzano, DGP 6/11/06, n. 4047; Trento, DGP 23/10/03, n. 2813. Umbria: DGR 18/6/03, n. 852. Veneto: DCR 3/12/03, n. 67. Valle d'Aosta: DGR 30/12/03, n. 5130.



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.

8.6.1 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 8.5).
Nella Relazione geologica, così come indicato nel precedente paragrafo 8.5, si definiscono di **categoria C** i sottosuoli dove dovranno essere realizzate le opere: ***Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $\mathbf{V_{s,30}}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con valori di $15 < \mathbf{N_{SPT,30}} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < \mathbf{c_{u,30}} < 250$ 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	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \le 1,20$	$1,10 \cdot (T^*_C)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \le 1,50$	$1,05 \cdot (T^*_C)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \le 1,80$	$1,25 \cdot (T^*_C)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \le 1,60$	$1,15 \cdot (T^*_C)^{-0,40}$

Tabella 3 - Espressioni di S_S e di C_C (Tabella 3.2.V delle NTC)

8.6.2 Categoria topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche (approccio semplificato per stima effetti della risposta sismica locale), si sono utilizzano 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≤15°	-	1,0
T2	Pendii e rilievi isolati con inclinazione media i>15°	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°≤ i ≤30°	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°	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)

8.6.3 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.

8.6.4 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
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	0,7
Classe II	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
Classe III	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
Classe IV	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 CU :

$$V_R = V_N \times C_U$$

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 VR (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	***II***	***III***	***IV***
≤ 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)

8.6.5 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.

8.7 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 7, 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.

8.7.1 SF1 – Scaricatore di piena al nodo F

Grandezze	Valore	Riferimento normativo
Vita Nominale V_N	**≥ 50 anni**	*Tab. 2.4.I del DM 17 gennaio 2018*
Classe d'uso	**IV**	*§ 2.4.2 del DM 17 gennaio 2018*
Latitudine	**40,79874**	
Longitudine	**14,69869**	
Coefficiente d'uso C_u	**2,0**	*Tab. 2.4.II del DM 17 gennaio 2018*
Periodo di riferimento ($V_R = V_N \times C_U$) se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni	**≥ 100 anni**	*§ 2.4.3 del DM 17 gennaio 2018*
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	**949**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Accelerazione orizzontale massima convenzionale a_g/g	**0,181**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale Fo	**2,477005**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Categoria di sottosuolo	**C**	*Tab. 3.2.II del DM 17 gennaio 2018*
Categoria Topografica	**T1**	*Tab. 3.2.IV del DM 17 gennaio 2018*
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	**1,00**	*Tab. 3.2.IV del DM 17 gennaio 2018*
Regolarità in altezza	**SI**	*§ 7.2.2 del DM 17 gennaio 2018*
Regolarità in pianta	**SI**	*§ 7.2.2 del DM 17 gennaio 2018*

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

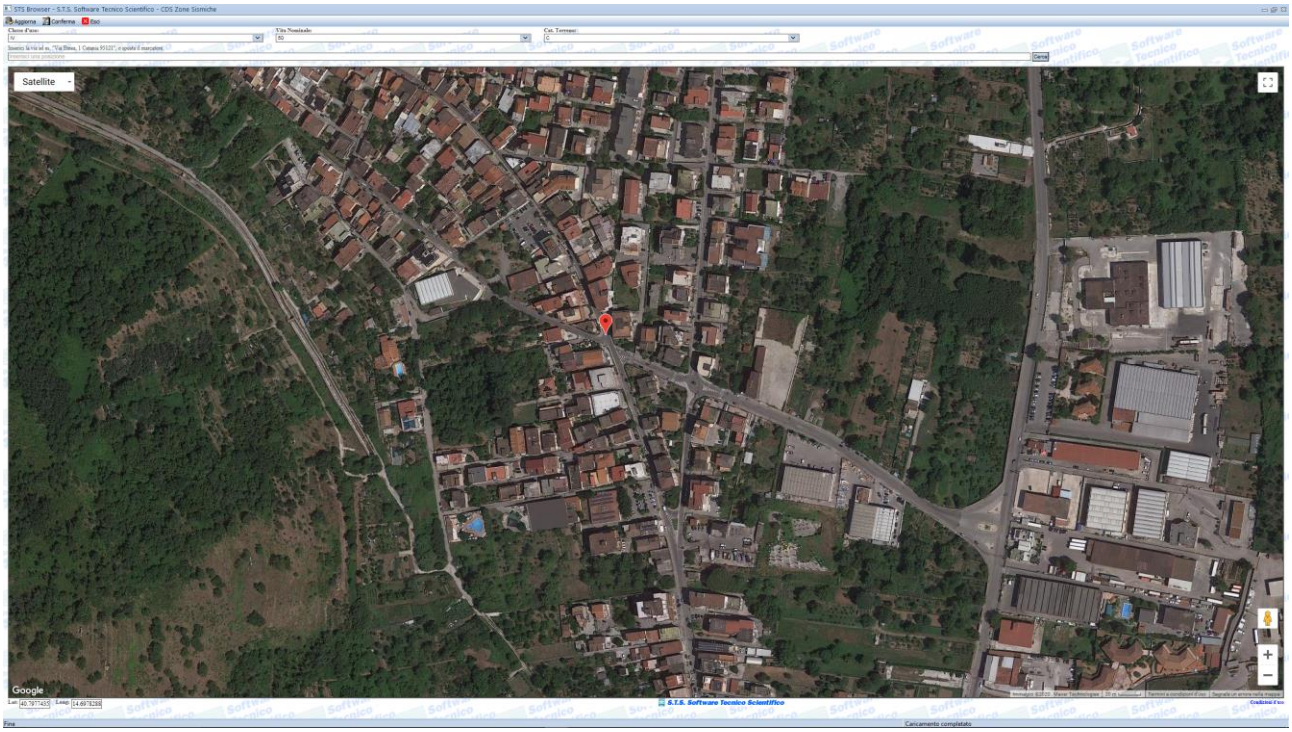


Figura 29 – Ubicazione intervento, zone sismiche individuate da Google Map (software di calcolo strutturale CDS)

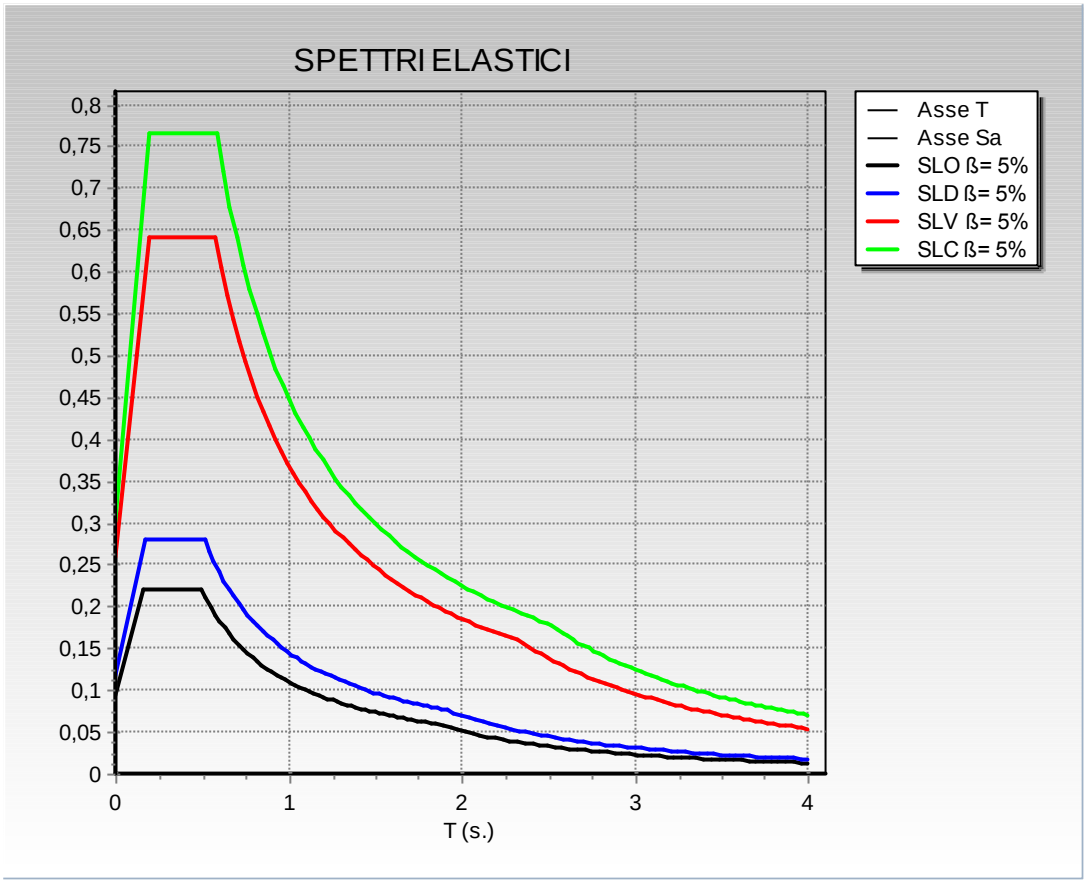


Figura 30 – Grafico spettri elastici (software di calcolo strutturale CDS)

8.7.2 SF2 – Scaricatore di piena al nodo E55

Grandezze	Valore	Riferimento normativo
Vita Nominale V_N	**≥ 50 anni**	*Tab. 2.4.I del DM 17 gennaio 2018*
Classe d'uso	**IV**	*§ 2.4.2 del DM 17 gennaio 2018*
Latitudine	**40,79853**	
Longitudine	**14,69964**	
Coefficiente d'uso C_u	**2,0**	*Tab. 2.4.II del DM 17 gennaio 2018*
Periodo di riferimento ($V_R = V_N \times C_U$) se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni	**≥ 100 anni**	*§ 2.4.3 del DM 17 gennaio 2018*
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	**949**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Accelerazione orizzontale massima convenzionale a_g/g	**0,181**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale Fo	**2,77192**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Categoria di sottosuolo	**C**	*Tab. 3.2.II del DM 17 gennaio 2018*
Categoria Topografica	**T1**	*Tab. 3.2.IV del DM 17 gennaio 2018*
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	**1,00**	*Tab. 3.2.IV del DM 17 gennaio 2018*
Regolarità in altezza	**SI**	*§ 7.2.2 del DM 17 gennaio 2018*
Regolarità in pianta	**SI**	*§ 7.2.2 del DM 17 gennaio 2018*

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

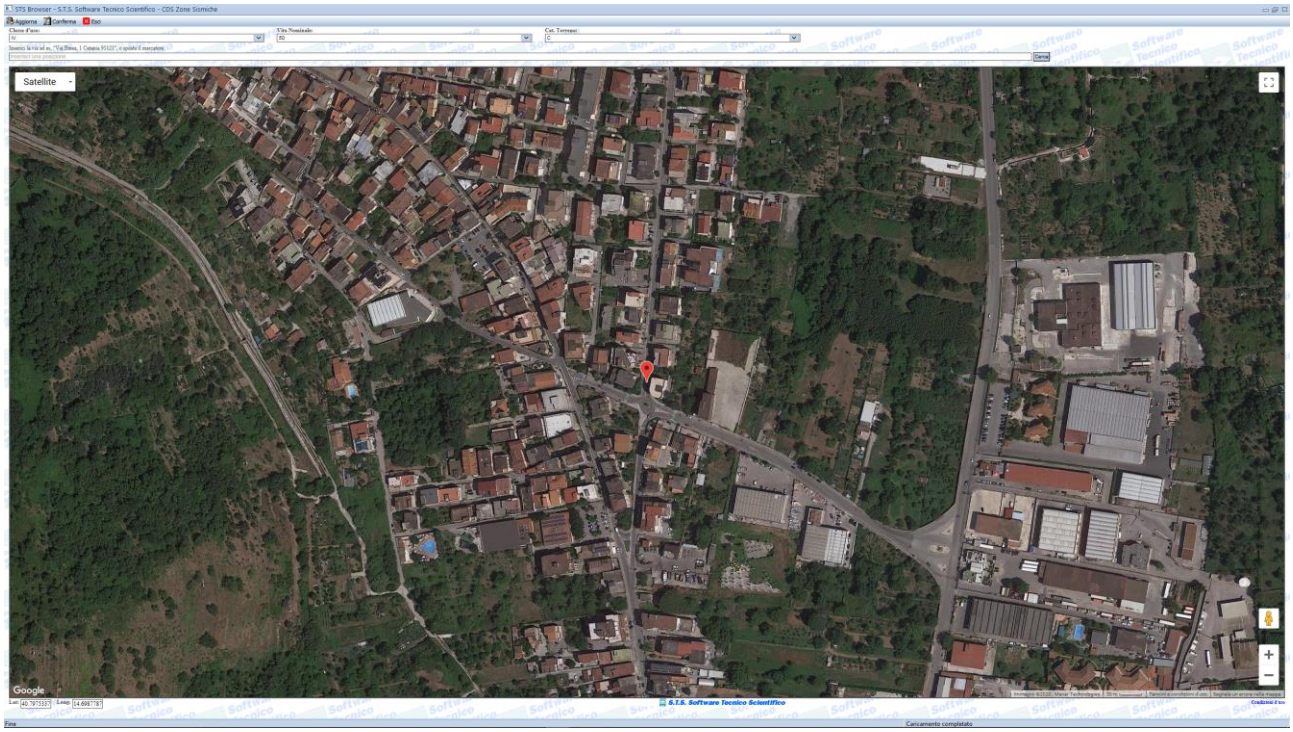


Figura 31 – Ubicazione intervento, zone sismiche individuate da Google Map (software di calcolo strutturale CDS)

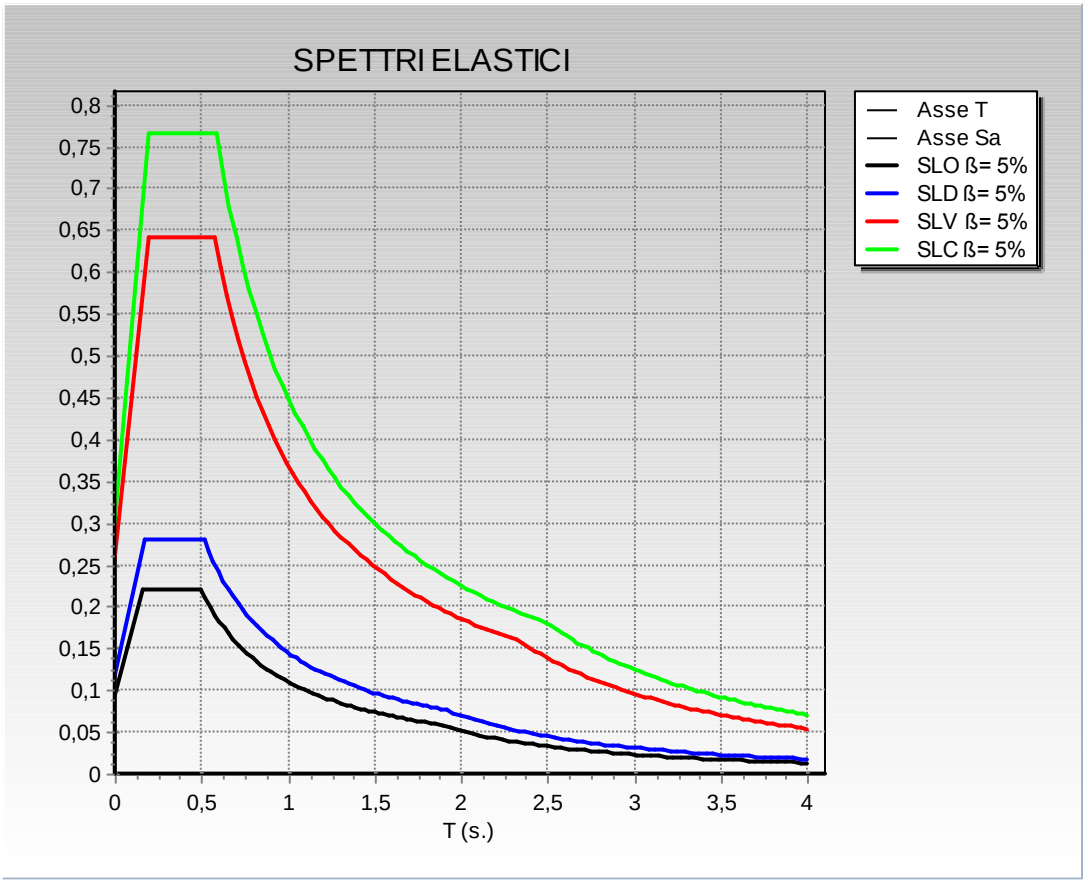


Figura 32 – Grafico spettri elastici (software di calcolo strutturale CDS)

8.7.3 SF3 – Scaricatore di piena al nodo O

Grandezze	Valore	Riferimento normativo
Vita Nominale V_N	**≥ 50 anni**	*Tab. 2.4.I del DM 17 gennaio 2018*
Classe d'uso	**IV**	*§ 2.4.2 del DM 17 gennaio 2018*
Latitudine	**40,80379**	
Longitudine	**14,69465**	
Coefficiente d'uso C_u	**2,0**	*Tab. 2.4.II del DM 17 gennaio 2018*
Periodo di riferimento ($V_R = V_N \times C_U$) se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni	**≥ 100 anni**	*§ 2.4.3 del DM 17 gennaio 2018*
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	**949**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Accelerazione orizzontale massima convenzionale a_g/g	**0,183**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale Fo	**2,472846**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Categoria di sottosuolo	**C**	*Tab. 3.2.II del DM 17 gennaio 2018*
Categoria Topografica	**T1**	*Tab. 3.2.IV del DM 17 gennaio 2018*
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	**1,00**	*Tab. 3.2.IV del DM 17 gennaio 2018*
Regolarità in altezza	**SI**	*§ 7.2.2 del DM 17 gennaio 2018*
Regolarità in pianta	**SI**	*§ 7.2.2 del DM 17 gennaio 2018*

Tabella 10 - Principali grandezze che intervengono nella definizione dell'azione sismica

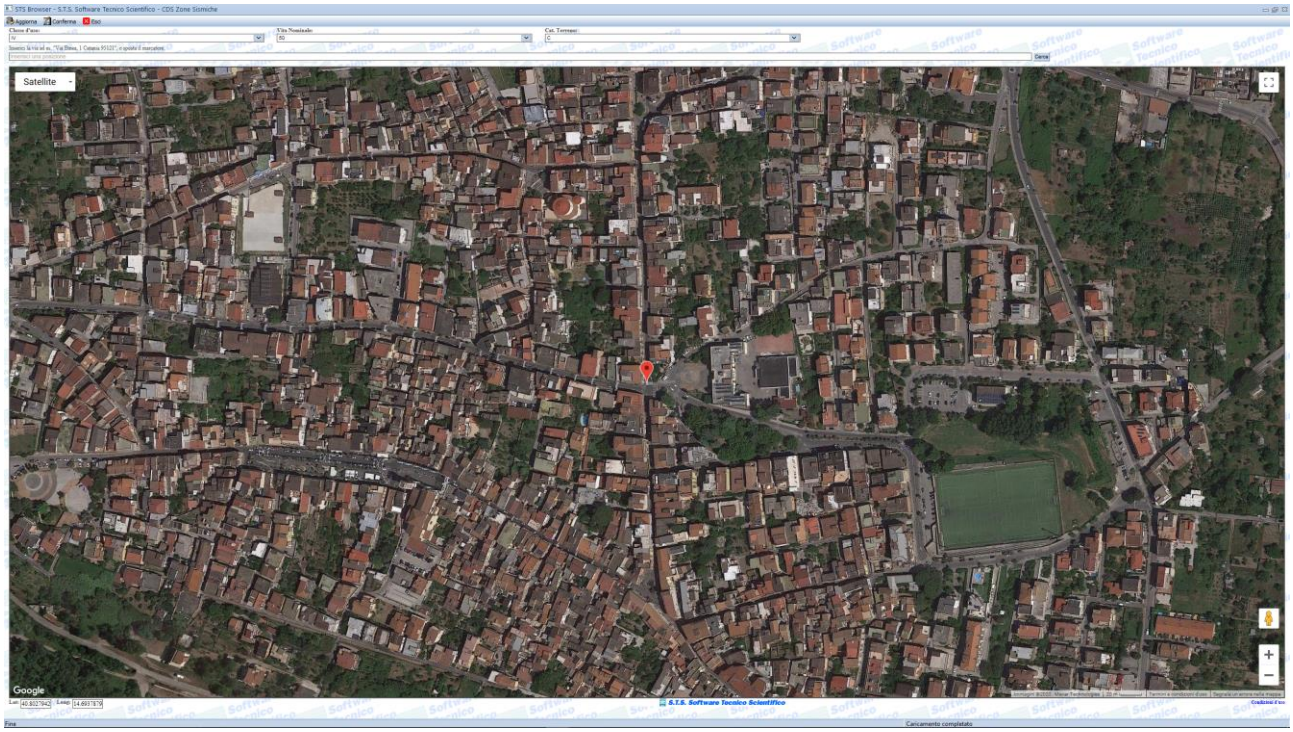


Figura 33 – Ubicazione intervento, zone sismiche individuate da Google Map (software di calcolo strutturale CDS)

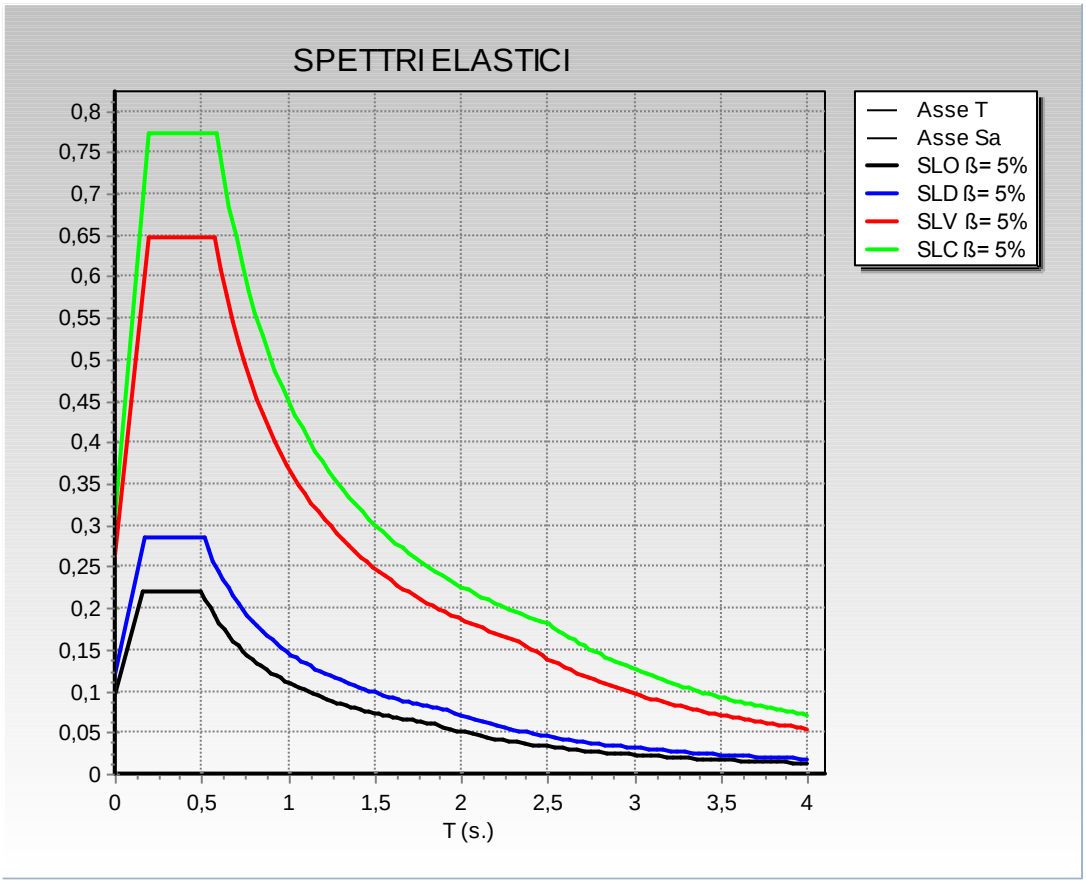


Figura 34 – Grafico spettri elastici (software di calcolo strutturale CDS)

8.7.4 SF4 – Scaricatore di piena al nodo V

Grandezze	Valore	Riferimento normativo
Vita Nominale V_N	**≥ 50 anni**	*Tab. 2.4.I del DM 17 gennaio 2018*
Classe d'uso	**IV**	*§ 2.4.2 del DM 17 gennaio 2018*
Latitudine	**40,79482**	
Longitudine	**14,70219**	
Coefficiente d'uso C_u	**2,0**	*Tab. 2.4.II del DM 17 gennaio 2018*
Periodo di riferimento ($V_R = V_N \times C_U$) se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni	**≥ 100 anni**	*§ 2.4.3 del DM 17 gennaio 2018*
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	**949**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Accelerazione orizzontale massima convenzionale a_g/g	**0,179**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale Fo	**2,479928**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Categoria di sottosuolo	**C**	*Tab. 3.2.II del DM 17 gennaio 2018*
Categoria Topografica	**T1**	*Tab. 3.2.IV del DM 17 gennaio 2018*
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	**1,00**	*Tab. 3.2.IV del DM 17 gennaio 2018*
Regolarità in altezza	**SI**	*§ 7.2.2 del DM 17 gennaio 2018*
Regolarità in pianta	**SI**	*§ 7.2.2 del DM 17 gennaio 2018*

Tabella 11 - Principali grandezze che intervengono nella definizione dell'azione sismica

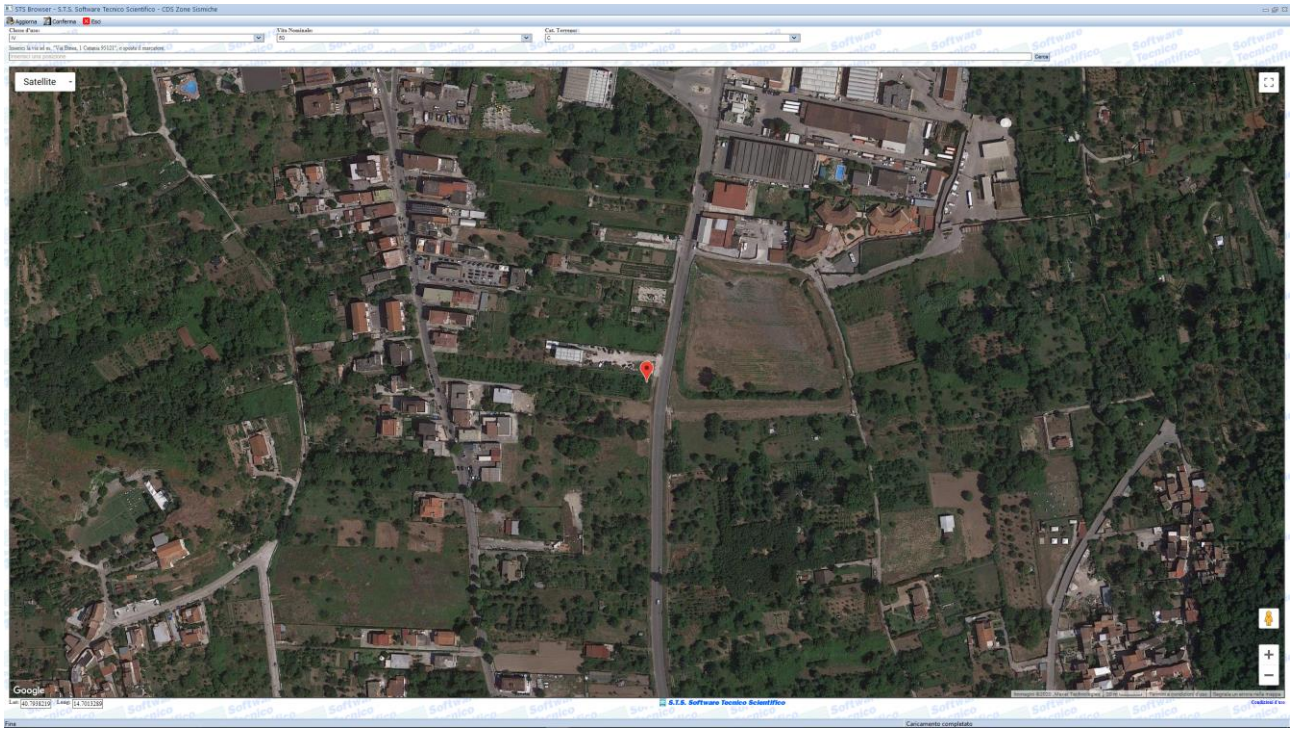


Figura 35 – Ubicazione intervento, zone sismiche individuate da Google Map (software di calcolo strutturale CDS)

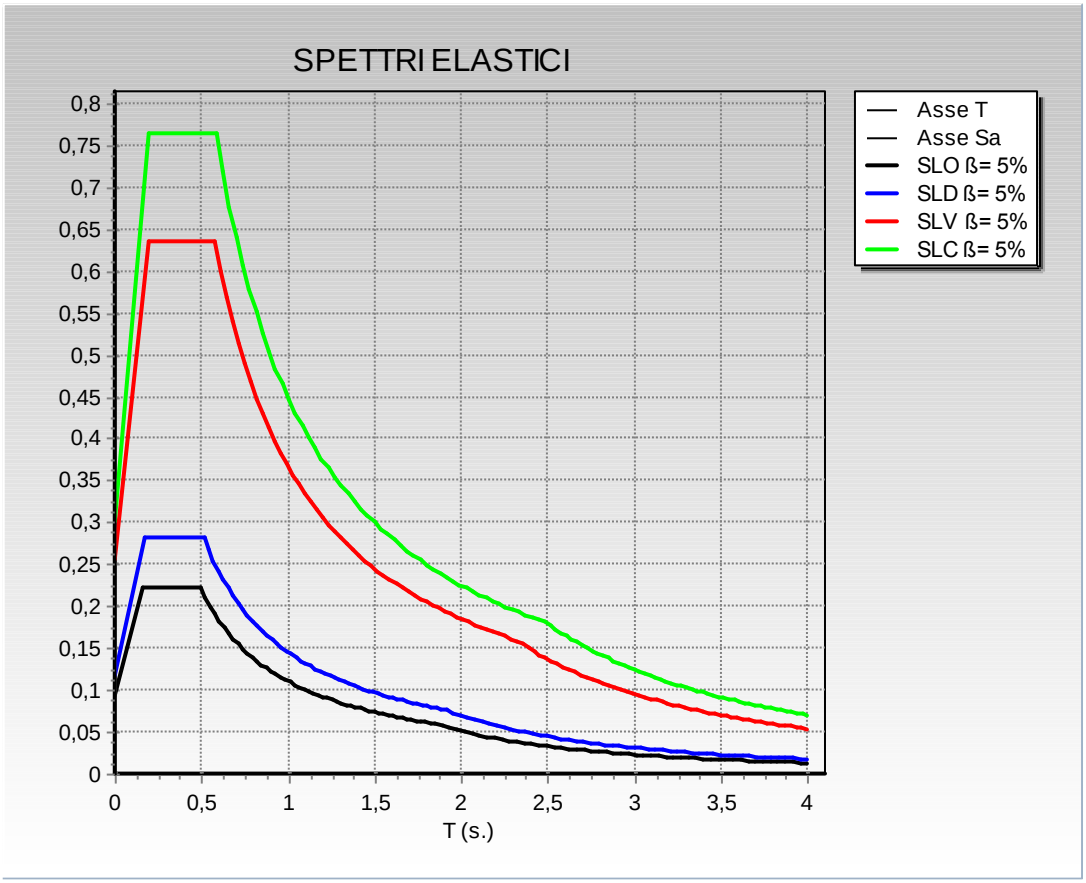


Figura 36 – Grafico spettri elastici (software di calcolo strutturale CDS)

8.7.5 SF5 – Scaricatore di piena al nodo K

Grandezze	Valore	Riferimento normativo
Vita Nominale V_N	**≥ 50 anni**	*Tab. 2.4.I del DM 17 gennaio 2018*
Classe d'uso	**IV**	*§ 2.4.2 del DM 17 gennaio 2018*
Latitudine	**40,80347**	
Longitudine	**14,69671**	
Coefficiente d'uso C_u	**2,0**	*Tab. 2.4.II del DM 17 gennaio 2018*
Periodo di riferimento ($V_R = V_N \times C_U$) se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni	**≥ 100 anni**	*§ 2.4.3 del DM 17 gennaio 2018*
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	**949**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Accelerazione orizzontale massima convenzionale a_g/g	**0,182**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale Fo	**2,47323**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Categoria di sottosuolo	**C**	*Tab. 3.2.II del DM 17 gennaio 2018*
Categoria Topografica	**T1**	*Tab. 3.2.IV del DM 17 gennaio 2018*
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	**1,00**	*Tab. 3.2.IV del DM 17 gennaio 2018*
Regolarità in altezza	**SI**	*§ 7.2.2 del DM 17 gennaio 2018*
Regolarità in pianta	**SI**	*§ 7.2.2 del DM 17 gennaio 2018*

Tabella 12 - Principali grandezze che intervengono nella definizione dell'azione sismica



Figura 37 – Ubicazione intervento, zone sismiche individuate da Google Map (software di calcolo strutturale CDS)

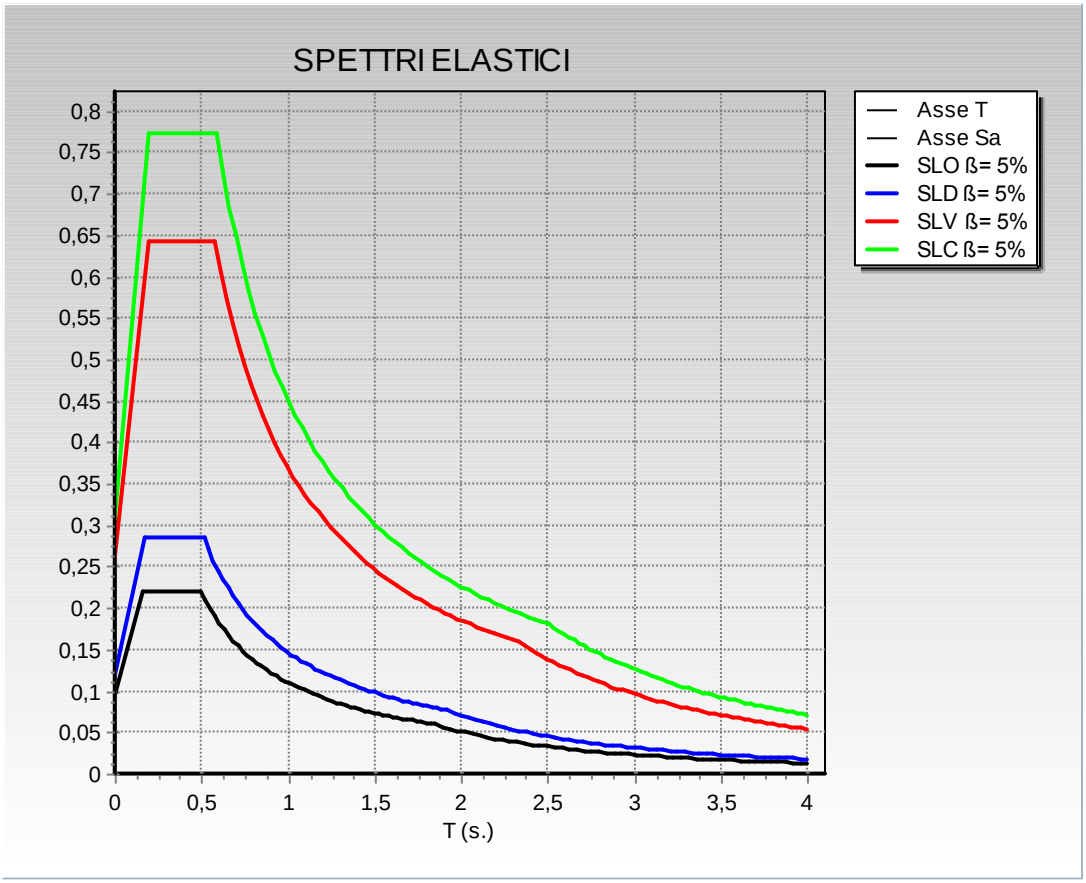


Figura 38 – Grafico spettri elastici (software di calcolo strutturale CDS)

8.7.6 Manufatto di sbocco

Grandezze	Valore	Riferimento normativo
Vita Nominale V_N	**≥ 50 anni**	*Tab. 2.4.I del DM 17 gennaio 2018*
Classe d'uso	**IV**	*§ 2.4.2 del DM 17 gennaio 2018*
Latitudine	**40,79483**	
Longitudine	**14,70252**	
Coefficiente d'uso C_u	**2,0**	*Tab. 2.4.II del DM 17 gennaio 2018*
Periodo di riferimento ($V_R = V_N \times C_U$) se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni	**≥ 100 anni**	*§ 2.4.3 del DM 17 gennaio 2018*
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	**949**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Accelerazione orizzontale massima convenzionale a_g/g	**0,179**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale Fo	**2,479934**	*Allegato A al DM 17 gennaio 2018*
Categoria di sottosuolo	**C**	*Tab. 3.2.II del DM 17 gennaio 2018*
Categoria Topografica	**T1**	*Tab. 3.2.IV del DM 17 gennaio 2018*
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	**1,00**	*Tab. 3.2.IV del DM 17 gennaio 2018*
Regolarità in altezza	**SI**	*§ 7.2.2 del DM 17 gennaio 2018*
Regolarità in pianta	**SI**	*§ 7.2.2 del DM 17 gennaio 2018*

Tabella 13 - Principali grandezze che intervengono nella definizione dell'azione sismica



Figura 39 – Ubicazione intervento, zone sismiche individuate da Google Map (software di calcolo strutturale CDS)

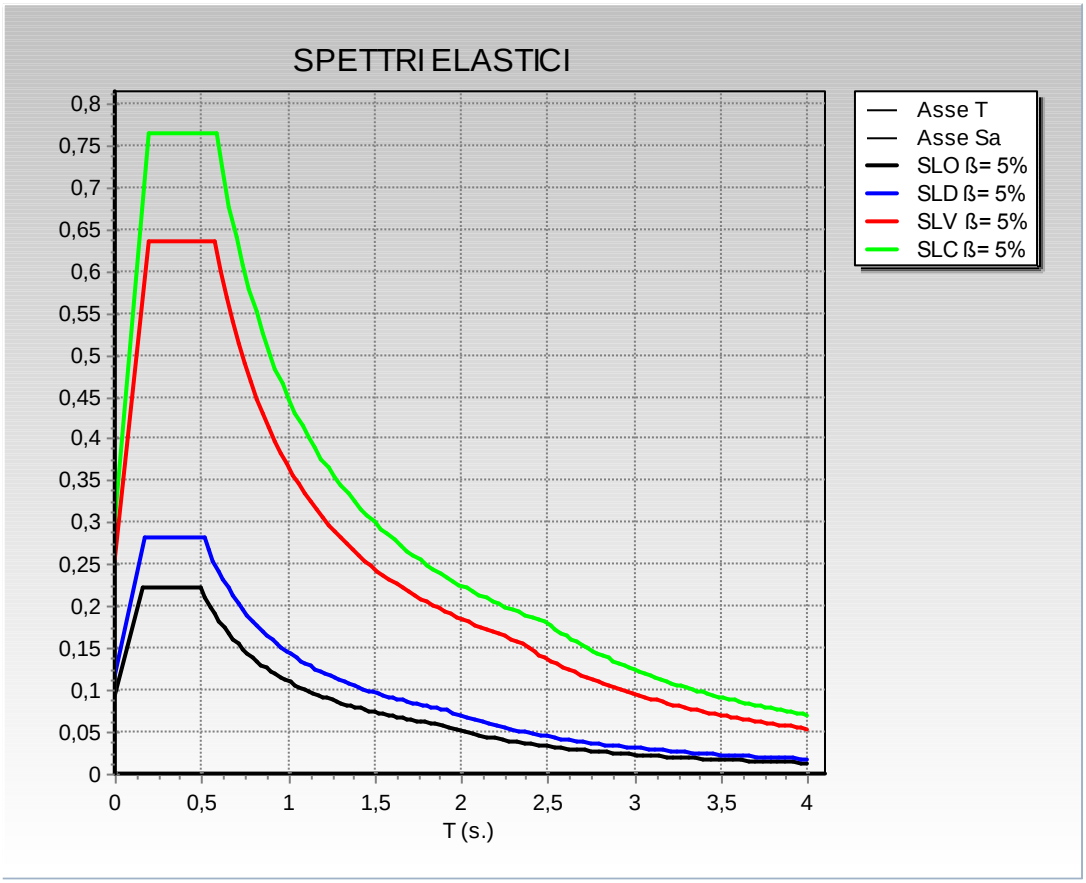


Figura 40 – Grafico spettri elastici (software di calcolo strutturale CDS)

9 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.

9.1 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);
- MANUFATTI INTERRATI E SEMINTERRATI: Classe di resistenza C28/35 - Condizione ambientali: aggressive - Classe di esposizione XA1 - (Rck 35 MPa) - Massimo rapporto A/C=0,50 - Dimensione massima inerte 20 mm - Classe di lavorabilità S4
- MINIPALI DN300: Classe di resistenza C25/30 - Condizione ambientali: ordinarie - Classe di esposizione XC2 - (Rck 30 MPa);
- CORDOLO PARATIA MINIPALI: Classe di resistenza C25/30 - Condizione ambientali: ordinarie - Classe di esposizione XC2 - (Rck 30 MPa);

ACCIAIO DA CARPENTERIA IN C.A.:
Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C fyk>450 N/mmq ftk>540 N/mmq (ex FeB44k) per calcestruzzo in opera;

COPRIFERRO ADOTTATO: (maggiore di quello minimo per ambiente ordinario/aggressivo VN=50anni e classe d'uso III- tab.C.4.1.IV - punto C.4.1.6.1.3 - circolare):
- MANUFATTI INTERRATI E SEMINTERRATI: 40 mm
- MINIPALI DN300: 30 mm;
- CORDOLO PARATIA DI MINIPALI: 30 mm;

CARPENTERIA METALLICA:
- Laminati a caldo a sezione aperta - acciaio S355 (tab. 11.3.IX)
- Laminati a caldo a sezione cava - acciaio S355H (tab. 11.3.X)
- Tubolari - Laminati a caldo a sezione cava - acciaio S355H (tab. 11.3.X)
- Bulloni alta resistenza classe 10.9 (tab. 11.3.XIIb)
- Vite alta resistenza classe 10.9 (tab. 11.3.XIIa)
- Saldature realizzate (seconda tab.11.3.XI)
- Profili e sagomati a freddo per scale di accesso - acciaio zincato a caldo
- Profili e sagomati a freddo per griglie pozzetti di aggottamento - grigliato elettrosaldato in acciaio zincato a caldo;
- Trattamento superficiale zincatura a caldo (per lo spessore minimo e medio si rimanda alle norme UNI-EN-1461).

NOTA :
Le barre di armatura filanti orizzontali devono essere disposte esternamente ai ferri verticali con n° 9 legature su mq (min. Ø8).
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.

9.2 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 %
Riutilizzo di calcestruzzo interno negli stabilimenti di prefabbricazione qualificati - da qualsiasi classe da calcestruzzi >C45/55	≤C45/55	fino al 15%
	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.17.01.2078.

9.3 ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si adotteranno acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1 del DM Infrastrutture 17 gennaio 2018.

Per le unioni bullonate dovranno essere utilizzati bulloni e viti ad alta resistenza classe 10.9 (cfr. tab.11.3.XIIa e b).

Le unioni mediante saldatura dovranno essere realizzate preventivamente in officina secondo quanto previsto dalla tab.11.3.XI del DM 17.01.2018.

Per tutti gli elementi sarà previsto un trattamento superficiale di zincatura a caldo (per lo spessore minimo e medio si rimanda alle norme UNI-EN-1461).

Il Direttore dei lavori effettua e prescrive i controlli e valuta le caratteristiche meccaniche sull'acciaio da carpenteria metallica e sulle unioni saldate e bullonate secondo quanto previsto dal D.M.17.01.2018 § 11.3.4.

10 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

10.1 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.

10.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il territorio in esame è compreso nella Piana del torrente Solofrana che si sviluppa nel settore dell'Appennino Campano posto a cavallo tra la Piana campana e il bacino idrografico del fiume Irno. La Piana è delimitata a nord dai rilievi della dorsale dei Monti di Sarno ed a Sud dal rilievo dei Monti di Salerno che si individuano in destra orografica del fiume Irno.
L'intera area rientra nel foglio 185 "Salerno" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 e va inquadrata nell'ambito del complesso detritico alluvionale che occupa la depressione morfologica che dalla Valle della Solofrana penetra fino al centro di Siano attraverso i complessi carbonatici calcarei dei Monti di Sarno.
Il materasso di materiale detritico alluvionale comprende sia i depositi detritici di versante che i depositi alluvionali e piroclastici rimaneggiati provenienti dalla lisciviazione dei terreni piroclastici accumulati entro le incisioni e sui versanti dei Monti di Sarno. Dall'analisi della bibliografia pregressa si è riscontrata ben evidente la serie piroclastica con il livello pomiceo a cui sono intercalati a varie profondità strati ghiaioso sabbiosi che verso il basso diventano prevalenti. In alcuni casi si rinviene il tufo nella sua facies incoerente.
Le formazioni che compongono i rilievi carbonatici calcarei dall'alto verso il basso sono costituite dai calcari cristallini del Cretaceo Superiore sui calcari dolomitici, detritici e microcristallini seguiti da calcari conglomeratici e dalle dolomie con locali intercalazioni di calcari oolitici del Cretaceo Inferiore. In alcune zone si arriva a riscontrare in affioramento il complesso giurassico costituito dalle dolomie, calcari dolomitici e calcari detritici. Nella vasta area di studio, sui versanti dei rilievi carbonatici, sono presenti tre faglie rispondenti a due diversi orientamenti uno appenninico con direzione prevalente Nord Ovest - Sud Est e l'altro antiappenninico con direzione prevalente all'incirca perpendicolare.
Le evidenze morfologiche della presenza di tali strutture sono visibili in valli che separano le dorsali montuose in corrispondenza delle quali i fenomeni erosivi hanno potuto progredire più facilmente incontrando roccia fortemente fessurata e cataclasizzata, in alcuni casi il fenomeno di faglia si è spinto fino a generare brecce di frizione che riconsolidano i materiali ghiaiosi prodotti dalla frizione per effetto di una sorta di metamorfismo di pressione.
La valle di Siano confluisce nella vallata del T. Solofrana che più avanti si immette nel T. Cavaiola affluente del F. Sarno.
La valle di Siano è caratterizzata dalla presenza di materiali recenti di origine detritico alluvionale con presenza dei depositi detritici di versante, dei depositi alluvionali e piroclastici rimaneggiati provenienti dalla lisciviazione dei terreni piroclastici accumulati entro le incisioni e sui versanti dei Monti di Sarno recenti ed attuali e più in basso depositi piroclastici anche coerenti (tufo grigio). Granulometricamente si tratta di ghiaie, sabbie e limi con materiali piroclastici rimaneggiati (pomici, ceneri e lapilli) anche in veri e propri livelli di dimensioni dell'ordine dei metri.

10.3 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO E IDROGEOLOGICO

L'idrografia dell'area è caratterizzata principalmente dalla presenza di canali di ruscellamento che raccolgono le acque dei diversi valloni che si diramano dai monti che circondano la conca di Siano, dirigendosi poi verso la valle principale che confluisce nella valle della Solofrana. In epoca storica le acque che scendono dalle montagne sono state convogliate verso zone in cui sono predisposte delle vasche di assorbimento. La parte permeabile dei terreni superficiali ha permesso la formazione di una falda sotterranea che si trova a profondità variabile dal piano campagna dipendente dalla quota altimetrica. In generale la rete idrografica presenta un deflusso di acque superficiali significativo solo nei periodi di piovosità. Infatti la notevole permeabilità dei terreni e la mancanza di un vasto bacino idrografico a monte fa sì che i corsi d'acqua non ricevano un contributo tale da garantire una alimentazione continua dell'alveo.
D'altronde solo dopo i fenomeni di dissesto idrogeologico del 5 e 6 maggio 1998 le condizioni generali di dissesto dei corsi d'acqua discendenti dalle pendici montane mancanti opere di regimentazione sono in corsi di soluzione.
Gli antichi impluvi che scorrevano nella valle di Siano, in epoca storica sono stati contornati dalle abitazioni e successivamente coperti dalla viabilità. In particolare il principale vallone anche dall'altimetria locale era ubicato in corrispondenza delle attuali Via d'Andrea e Via Marconi.
Attualmente le vasche di raccolta delle acque di scorrimento superficiale poste in diverse aree del territorio comunale svolgono anche la funzione di recapito degli scarichi urbani non depurati e di materiali solidi di rifiuto, che ne hanno compromesso la funzionalità disperdente intasandole e rendendole malsane.
Dal punto di vista idrogeologico, nell'ambito del comune di Siano, l'acquifero carbonatico è sede di una importante falda idrica di tipo basale, le cui direttrici di flusso sono orientate prevalentemente verso W-SW. Infatti, dallo studio della bibliografia esistente, dall'esame della campagna di indagini eseguita e dai dati caratteristici dei pozzi esistenti su tutto il territorio comunale, è emerso che la circolazione idrica è di tipo profondo e che il deflusso idrico sotterraneo è diretto dai rilievi circostanti la piana (M.te Le Porche, M.te Poggio Caviglia e M.te Bosco Borbone) verso il fronte sorgentizio del Fiume Sarno (sorgenti di S. Marina di Lavorate e S. Mauro).
L'acquifero carbonatico risulta essere sede di una falda basale il cui livello idrico si attesta sempre oltre i 70 m di profondità dal piano campagna e, quindi, nel centro abitato ad una quota assoluta di circa 25-30 m s.l.m.
Durante il corso della campagna di indagini eseguite non si è rinvenuta la presenza di acqua imputabile ad una falda idrica ma esclusivamente una percentuale di umidità naturale caratteristica dei terreni in oggetto.

10.4 INDAGINI GEOLOGICHE GEOTECNICHE ESEGUITE

Il D.M. 17.01.2018 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" 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 l'area di studio.

10.4.1 Indagini eseguite

Il programma di indagine geognostica ha avuto lo scopo di definire la situazione litostratografica e le proprietà fisicomeccaniche dei terreni di sottofondazione.
È stata eseguita una campagna di indagini di seguito indicata:

- n.3 Sondaggi a carotaggio continuo spinti a mt. 15 dal p.c.;
- n. 4 Sondaggi a carotaggio continuo spinti a mt. 10 dal p.c.;
- n. 21 Spt in foro;
- n. 7 Prelievi di campioni indisturbati con relative analisi di laboratorio consistenti in Caratteristiche Fisiche generali, granulometria e Taglio Diretto;
- n. 7 Prove geofisiche Masw;
- n. 8 DPSH;

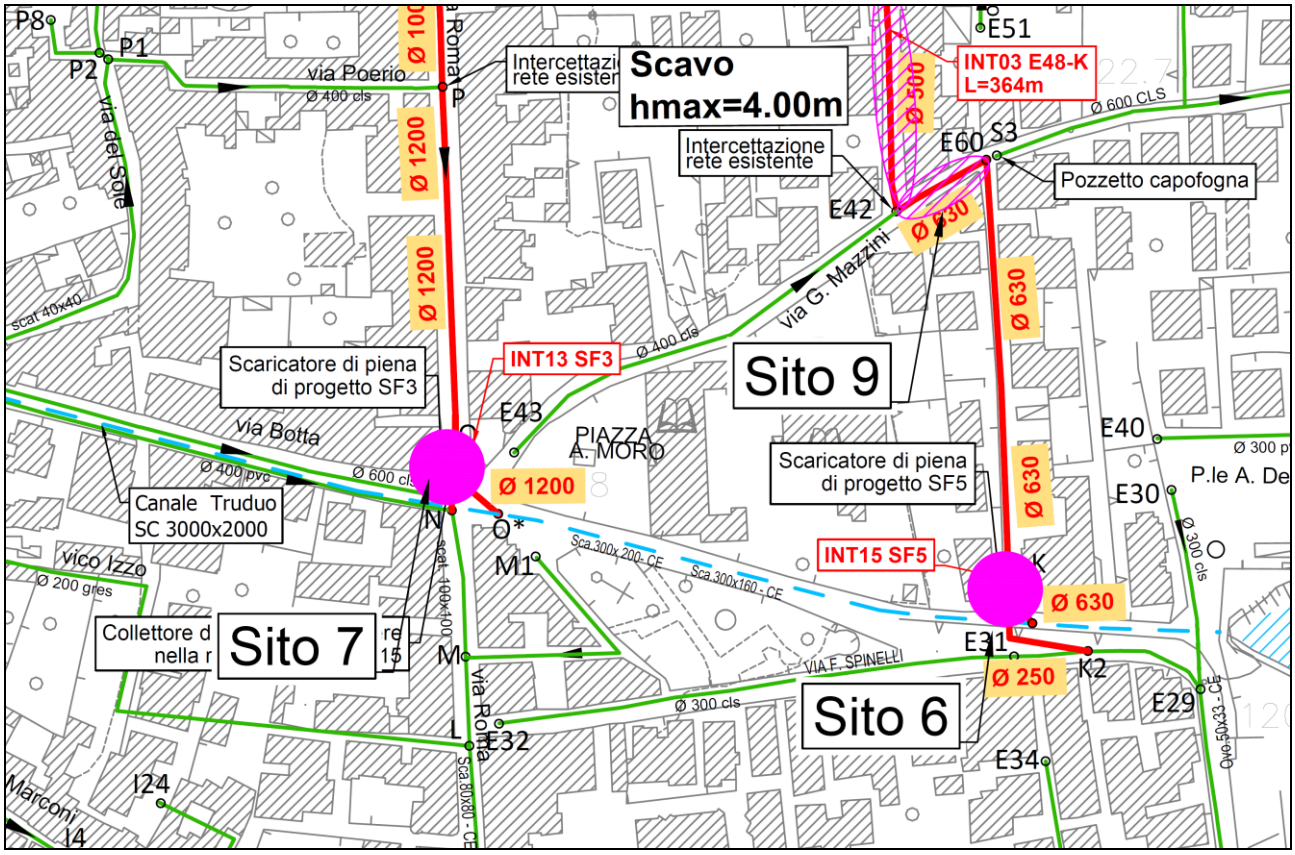


Figura 41 – Stralcio planimetrico con ubicazione indagini geognostiche

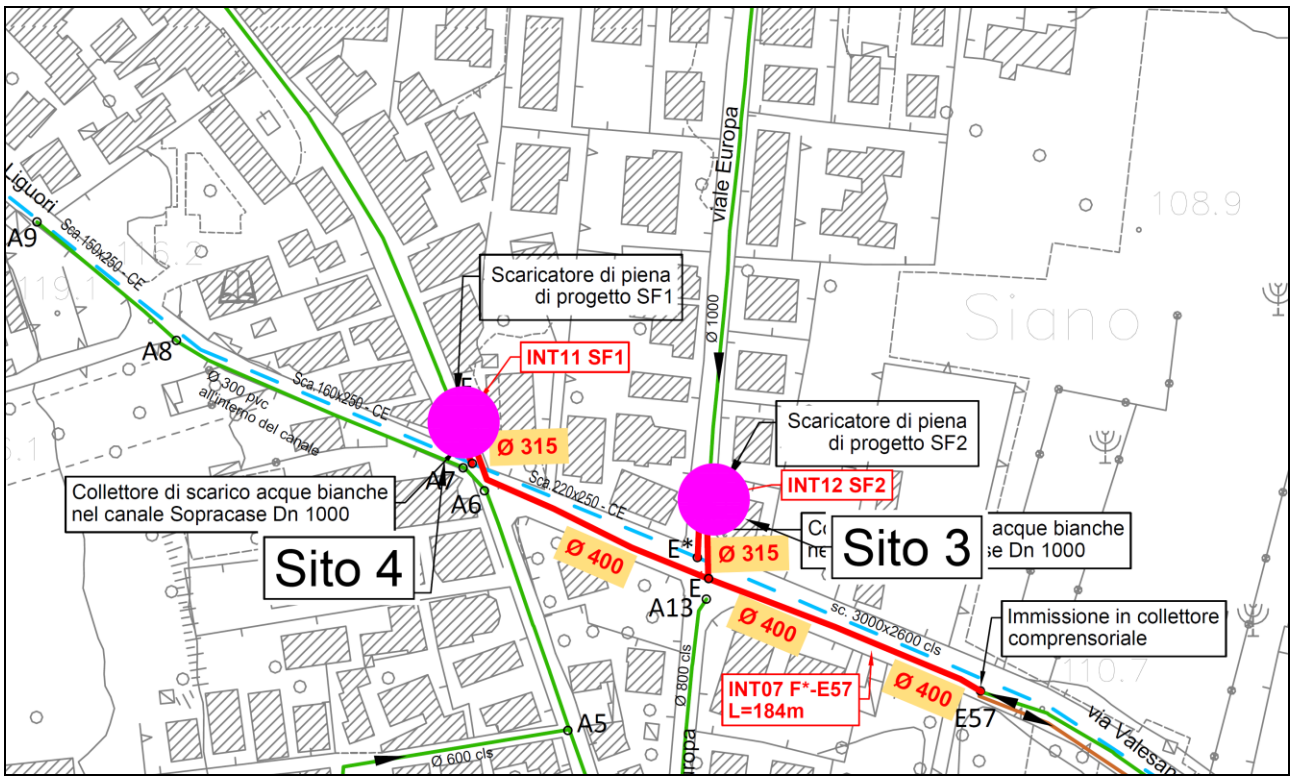


Figura 42 – Stralcio planimetrico con ubicazione indagini geognostiche

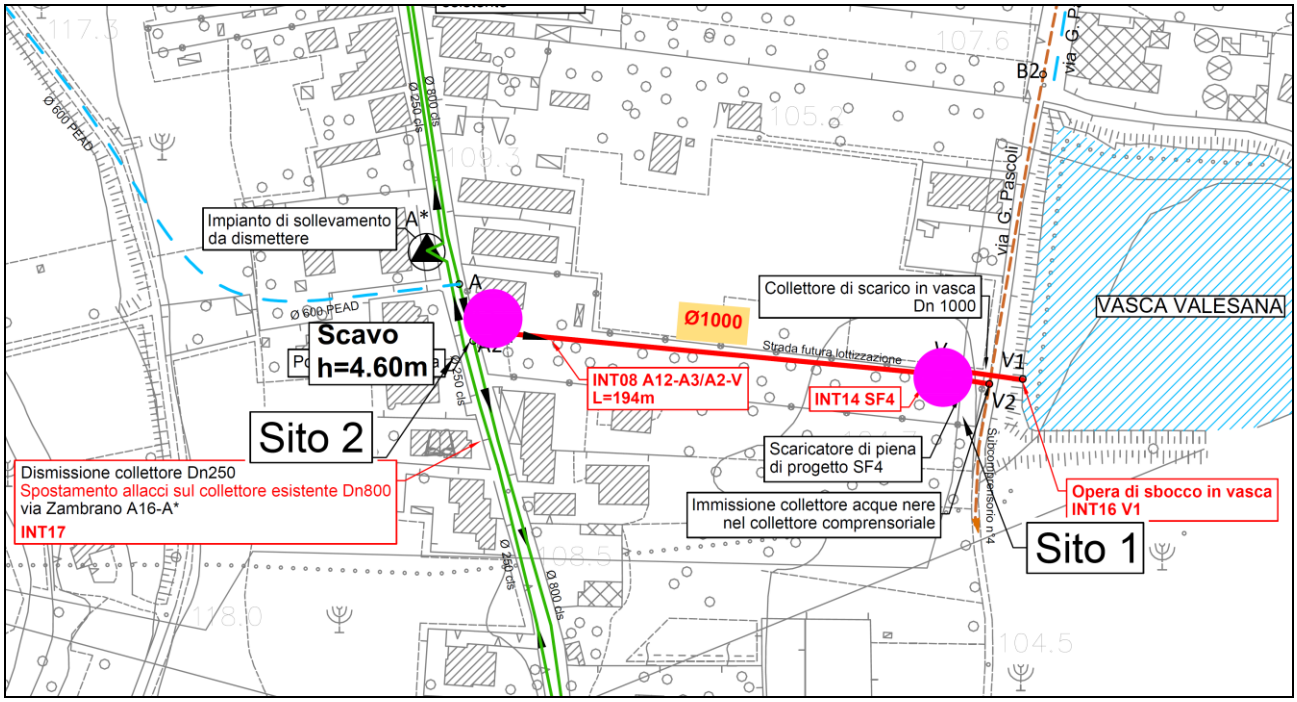


Figura 43 – Stralcio planimetrico con ubicazione indagini geognostiche

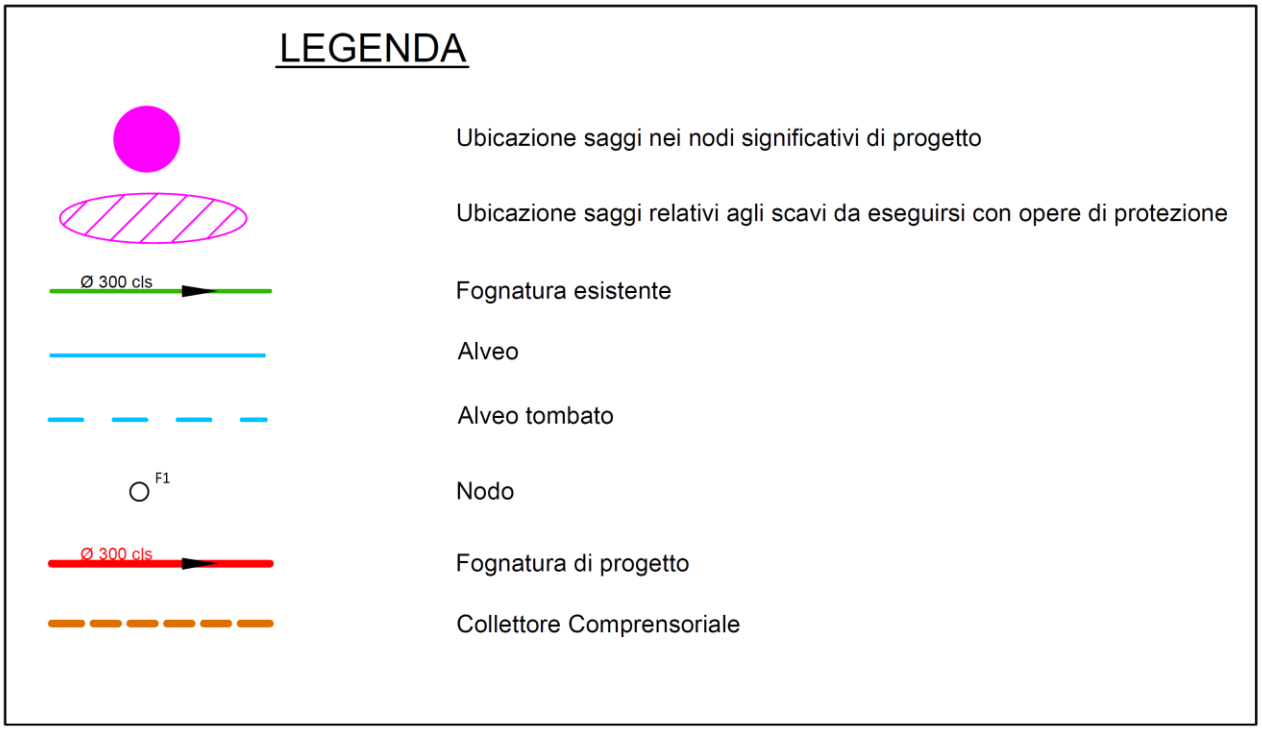


Figura 44 – Legenda stralci planimetrici con ubicazione indagini geognostiche

10.5 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Nelle tabelle che seguono viene fornita una rappresentazione stratigrafico-geotecnica e vengono illustrati i parametri meccanici significativi degli orizzonti riscontrati nel corso dei 2 sondaggi la cui successione è raffigurata graficamente nelle stratigrafie riportate in allegato in calce alla presente.

Località: Siano (SA) - "SITO 1"

TABELLA CON CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI, OTTENUTA INTEGRANDO I DATI DERIVANTI DA:

1) caratteristiche geotecniche e stratigrafiche note in aree limitrofe e in letteratura;

2) caratteristiche geotecniche ottenute per correlazione dalla penetrometria eseguita, dagli spt, e dalle prove di laboratorio eseguite sul campione prelevato;

Strato		1	2	3
Litologia		Terreno vegetale	Piroclastite con addensamento medio basso	Piroclastite con addensamento medio
Spessore	cm	100	570	830
Peso di volume	t/m^3	1.40	1.60	1.70
Angolo di attrito	Gradi (°)	22	23	25
Addensato		NO	NO	NO
Coesione	Kg/cm^2	0.00	0.00	0.00
Modulo edometrico	Kg/cm^2	21	24	47

MODELLAZIONE SISMICA NTC2018 - D.M. 17 Gennaio 2018
Categoria di suolo: C **Fattore sismico topografico: T1**

Località: Siano (SA) - "SITO 2"

TABELLA CON CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI, OTTENUTA INTEGRANDO I DATI DERIVANTI DA:

1) caratteristiche geotecniche e stratigrafiche note in aree limitrofe e in letteratura;

2) caratteristiche geotecniche ottenute per correlazione dagli spt eseguiti e dalle prove di laboratorio eseguite sul campione prelevato;

Strato		1	2	3
Litologia		Materiale di riporto antropico	Piroclastite con addensamento medio basso	Piroclastite con addensamento medio
Spessore	cm	80	470	450
Peso di volume	t/m^3	1.40	1.60	1.60
Angolo di attrito	Gradi (°)	21	24	26
Addensato		NO	NO	NO
Coesione	Kg/cm^2	0.00	0.00	0.00
Modulo edometrico	Kg/cm^2	20	25	50

MODELLAZIONE SISMICA
NTC2018 - D.M. 17 Gennaio 2018

Categoria di suolo: C

Fattore sismico topografico: T1

Località: Siano (SA) - "SITO 3"

TABELLA CON CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI, OTTENUTA INTEGRANDO I DATI DERIVANTI DA:

1) caratteristiche geotecniche e stratigrafiche note in aree limitrofe e in letteratura;

2) caratteristiche geotecniche ottenute per correlazione dagli spt eseguiti e dalle prove di laboratorio eseguite sul campione prelevato;

Strato		1	2	3
Litologia		Asfalto e sottofondazione (materiale rimaneggiato)	Piroclastite con addensamento medio basso	Piroclastite con addensamento medio
Spessore	cm	100	480	420
Peso di volume	t/m^3	1.60	1.60	1.70
Angolo di attrito	Gradi (°)	26	24	25
Addensato		NO	NO	NO
Coesione	Kg/cm^2	0.00	0.00	0.00
Modulo edometrico	Kg/cm^2	50	25	60

MODELLAZIONE SISMICA
NTC2018 - D.M. 17 Gennaio 2018

Categoria di suolo: C

Fattore sismico topografico: T1

Località: Siano (SA) - "SITO 4"

TABELLA CON CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI, OTTENUTA INTEGRANDO I DATI DERIVANTI DA:

1) caratteristiche geotecniche e stratigrafiche note in aree limitrofe e in letteratura;

2) caratteristiche geotecniche ottenute per correlazione della prova penetrometrica eseguita;

N.B. Per la modellazione sismica e per la modellazione geotecnica sono stati presi in considerazione la Masw n.5 e il sondaggio S5 del "sito 3"

Strato		1	2	3
Litologia		Asfalto e sottofondazione (materiale rimaneggiato)	Piroclastite con addensamento medio basso	Piroclastite con addensamento medio
Spessore	cm	100	500	900
Peso di volume	t/m^3	1.60	1.60	1.70
Angolo di attrito	Gradi (°)	26	24	25
Addensato		NO	NO	NO
Coesione	Kg/cm^2	0.00	0.00	0.00
Modulo edometrico	Kg/cm^2	50	25	60

MODELLAZIONE SISMICA NTC2018 - D.M. 17 Gennaio 2018
Categoria di suolo: C **Fattore sismico topografico: T1**

Località: Siano (SA) - "SITO 5"

TABELLA CON CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI, OTTENUTA INTEGRANDO I DATI DERIVANTI DA:

1) caratteristiche geotecniche e stratigrafiche note in aree limitrofe e in letteratura;

2) caratteristiche geotecniche ottenute per correlazione della prova penetrometrica eseguita;

Strato		1	2	3
Litologia		Depositi rimaneggiati	Piroclastite con addensamento medio basso	Piroclastite con addensamento medio
Spessore	cm	100	650	750
Peso di volume	t/m^3	1.60	1.50	1.60
Angolo di attrito	Gradi (°)	26	23	25.5
Addensato		NO	NO	NO
Coesione	Kg/cm^2	0.00	0.00	0.00
Modulo edometrico	Kg/cm^2	45	22	50

MODELLAZIONE SISMICA
NTC2018 - D.M. 17 Gennaio 2018

Categoria di suolo: C

Fattore sismico topografico: T1

Località: Siano (SA) - "SITO 6"

TABELLA CON CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI, OTTENUTA INTEGRANDO I DATI DERIVANTI DA:

1) caratteristiche geotecniche e stratigrafiche note in aree limitrofe e in letteratura;

2) caratteristiche geotecniche ottenute per correlazione della prova penetrometrica eseguita;

N.B. Per la modellazione sismica è stata presa in considerazione la Masw n.4 del "sito 5"

Strato		1	2	3
Litologia		Terreno vegetale	Piroclastite con addensamento medio basso	Piroclastite con addensamento medio
Spessore	cm	100	550	850
Peso di volume	t/m^3	1.40	1.50	1.60
Angolo di attrito	Gradi (°)	21	24	26
Addensato		NO	NO	NO
Coesione	Kg/cm^2	0.00	0.00	0.00
Modulo edometrico	Kg/cm^2	20	30	60

MODELLAZIONE SISMICA NTC2018 - D.M. 17 Gennaio 2018
Categoria di suolo: C **Fattore sismico topografico: T1**

Località: Siano (SA) - "SITO 7"

TABELLA CON CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI, OTTENUTA INTEGRANDO I DATI DERIVANTI DA:

1) caratteristiche geotecniche e stratigrafiche note in aree limitrofe e in letteratura;

2) caratteristiche geotecniche ottenute per correlazione dalla penetrometria eseguita, dagli spt, e dalle prove di laboratorio eseguite sul campione prelevato;

Strato		1	2	3
Litologia		Materiale di riporto /terreno vegetale	Piroclastite con addensamento medio basso	Piroclastite con addensamento medio
Spessore	cm	200	520	780
Peso di volume	t/m^3	1.40	1.60	1.70
Angolo di attrito	Gradi (°)	22	24	26
Addensato		NO	NO	NO
Coesione	Kg/cm^2	0.00	0.00	0.00
Modulo edometrico	Kg/cm^2	19	23	55

MODELLAZIONE SISMICA
NTC2018 - D.M. 17 Gennaio 2018

Categoria di suolo: C

Fattore sismico topografico: T1

Località: Siano (SA) - "SITO 8"

TABELLA CON CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI, OTTENUTA INTEGRANDO I DATI DERIVANTI DA:

1) caratteristiche geotecniche e stratigrafiche note in aree limitrofe e in letteratura;

2) caratteristiche geotecniche ottenute per correlazione dalla penetrometria eseguita, dagli spt, e dalle prove di laboratorio eseguite sul campione prelevato;

Strato		1	2	3
Litologia		Terreno vegetale	Piroclastite con addensamento medio basso	Piroclastite con addensamento medio
Spessore	cm	100	600	800
Peso di volume	t/m^3	1.40	1.50	1.60
Angolo di attrito	Gradi (°)	21.5	23	26
Addensato		NO	NO	NO
Coesione	Kg/cm^2	0.00	0.00	0.00
Modulo edometrico	Kg/cm^2	15	22	50

MODELLAZIONE SISMICA
NTC2018 - D.M. 17 Gennaio 2018

Categoria di suolo: C

Fattore sismico topografico: T1

Località: Siano (SA) - "SITO 9"

TABELLA CON CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI, OTTENUTA INTEGRANDO I DATI DERIVANTI DA:

1) caratteristiche geotecniche e stratigrafiche note in aree limitrofe e in letteratura;

2) caratteristiche geotecniche ottenute per correlazione della prova penetrometrica eseguita;

N.B. Per la modellazione sismica è stata presa in considerazione la Masw n.2 del "sito 7"

Strato		1	2	3
Litologia		Materiale di riporto antropico autoctono	Piroclastite con addensamento medio basso	Piroclastite con addensamento medio
Spessore	cm	240	410	850
Peso di volume	t/m^3	1.40	1.50	1.60
Angolo di attrito	Gradi (°)	22.5	23	25.5
Addensato		NO	NO	NO
Coesione	Kg/cm^2	0.00	0.00	0.00
Modulo edometrico	Kg/cm^2	21	22.5	50

MODELLAZIONE SISMICA NTC2018 - D.M. 17 Gennaio 2018
Categoria di suolo: C **Fattore sismico topografico: T1**

Località: Siano (SA) - "SITO 10"

TABELLA CON CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI, OTTENUTA INTEGRANDO I DATI DERIVANTI DA:

1) caratteristiche geotecniche e stratigrafiche note in aree limitrofe e in letteratura;

2) caratteristiche geotecniche ottenute per correlazione dalla penetrometria eseguita, dagli spt, e dalle prove di laboratorio eseguite sul campione prelevato;

Strato		1	2	3
Litologia		Terreno vegetale	Piroclastite con addensamento medio basso	Piroclastite con addensamento medio
Spessore	cm	100	520	880
Peso di volume	t/m^3	1.40	1.50	1.60
Angolo di attrito	Gradi (°)	21	23.5	26
Addensato		NO	NO	NO
Coesione	Kg/cm^2	0.00	0.00	0.00
Modulo edometrico	Kg/cm^2	15	22	55

MODELLAZIONE SISMICA
NTC2018 - D.M. 17 Gennaio 2018

Categoria di suolo: C

Fattore sismico topografico: T1

Con riferimento alla schematizzazione del terreno di fondazione si è preferito modellare, a vantaggio di sicurezza, un'unica schematizzazione geotecnica al fine di rendere semplici le operazioni di dimensionamento e verifica, di estensione dei risultati ai manufatti simili, e di controllo dei risultati ottenuti.
Di seguito si riporta la schematizzazione geotecnica del terreno di fondazione in base ai dati ricavati dalle indagini ed analisi:

- γ_n = 1.750 kg/m³;
- φi = 23°;
- c = 0 coesione nulla (a vantaggio di sicurezza).

Ai fini dei calcoli strutturali per i manufatti del tipo interrato, a vantaggio di sicurezza il terreno di riporto spingente sui setti (costipato a strati in cantiere) lo si modella come un banco di terreno omogeneo con le seguenti caratteristiche:

- γ_n = 1.950 kg/m³;
- φi = 30°;
- c = 0 coesione nulla (a vantaggio di sicurezza);
- spessore banco = profondità manufatto.

SISMICITÀ DELL'AREA E CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI

I terreni appartengono alla **C** ***Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $\mathbf{V_{s,30}}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con valori di $15 < \mathbf{N_{SPT,30}} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < \mathbf{c_{u,30}} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

In base a quanto previsto dalla Tabella 3.2.III dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni (***NTC 2018***) si fa rilevare che l'area è ascrivibile alla ***categoria topografica T1*** (***"Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°"***) contemplata nella suddetta tabella per la quale, in base alla Tabella 3.2.V delle suddette norme, si assume il corrispondente valore del ***coefficiente di amplificazione topografica*** $\boldsymbol{S_T}$ che è pari a ***1,0***.

10.6 LOCALIZZAZIONE DEL LIVELLO IDRICO DI FALDA E DEFINIZIONE DELLE PRINCIPALI CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE

L'acquifero carbonatico risulta essere sede di una falda basale il cui livello idrico si attesta sempre oltre i 70 m di profondità dal piano campagna e, quindi, nel centro abitato ad una quota assoluta di circa 25-30 m s.l.m.
Durante il corso della campagna di indagini eseguite non si è rinvenuta la presenza di acqua imputabile ad una falda idrica ma esclusivamente una percentuale di umidità naturale caratteristica dei terreni in oggetto.

10.7 VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE
La liquefazione dei terreni è un fenomeno che interessa terreni con specifiche caratteristiche granulometriche e geotecniche, in condizioni di saturazione, a modesta profondità dal piano campagna ed a seguito di sollecitazioni sismiche significative.
In base a specifici studi ampiamente riportati in letteratura, le condizioni tipiche per tale fenomeno sono:

- terremoti con magnitudo M≥5,5 e con accelerazioni amax≥0,2 g;
- falda idrica a profondità minore di 5,00 m dal p.c.;
- profondità dei terreni potenzialmente liquefacibili minore di 15,00 m;
- terreni ben classati con 0,05 mm≤D50≤1,00 mm;
- contenuto in fini (D<0,074 mm) inferiore al 10%;
- basso grado di addensamento (NSPT <10 per profondità <10 m da p.c. e NSPT <20 per profondità >10 m da p.c.).

Inoltre, si deve considerare che le accelerazioni previste per il sito sono sempre inferiori al valore minimo su indicato (a_{max}≥0,2 g> a_g) e che nell'area di ***Siano (SA)*** (MELETTI C., VALENSISE G., 2004) non sono individuate aree sismogenetiche da cui attendersi terremoti con magnitudo M≥5,5 (Figura 45):

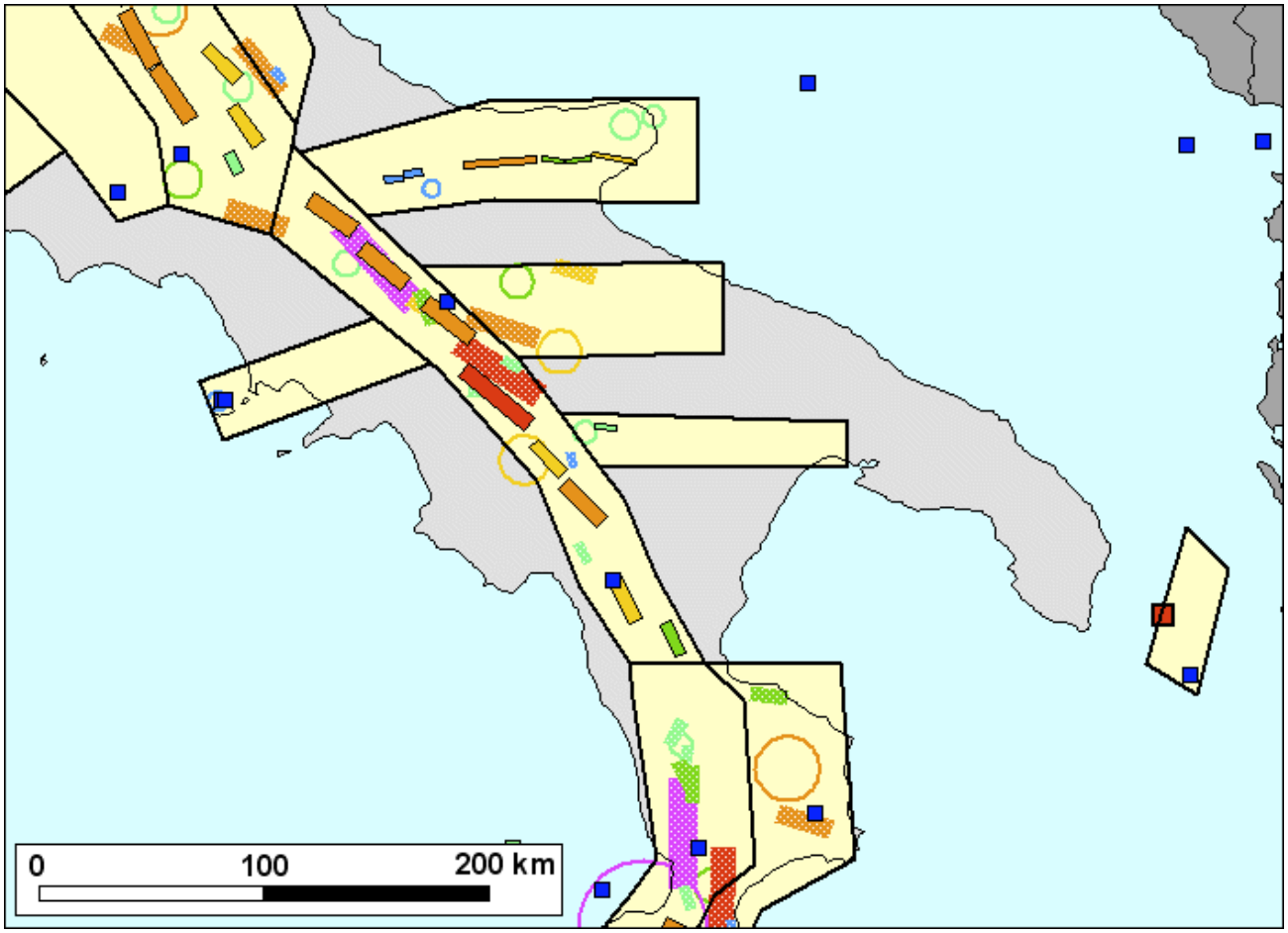


Figura 45 - Zonazione sismogenetica ZS9 per l'Appennino meridionale e l'avampaese apulo

(BORDI IN NERO) A CONFRONTO CON LA DISTRIBUZIONE DELLE SORGENTI SISMOGENETICHE CONTENUTE NEL DATABASE DISS 2.0. MELETTI C., VALENSISE G. (2004): "ZONAZIONE SISMOGENETICA ZS9 – APP.2 AL RAPPORTO CONCLUSIVO", GRUPPO DI LAVORO PER LA

REDAZIONE DELLA MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA (ORD. PCM20/03/03 N. 3274) – ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA, MARZO 2004.

Il ***D.M. 17 gennaio 2018 - '"Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"*** contiene al ***punto 7.11.3.4.2*** le linee guida per valutare la suscettibilità alla liquefazione dei terreni. Una valutazione semplificata della suscettibilità può essere ottenuta considerando le seguenti condizioni:

- magnitudo del sisma;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti;
- profondità media stagionale della falda;
- tipo di deposito.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata (N1)60>30 oppure qc1N>180, dove (N1)60 è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa, e qc1N è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata a una tensione di verticale di 100 kPa;
  (*distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) (Figura 46) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc < 3,5 ed in Figura 7.11.1(b) (Figura 47) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc > 3,5 dove Uc è dato dal apporto D60/D10 e D60 e D10 rappresentano il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa)*.

Nel caso in esame la verifica a liquefazione può essere omessa in quanto ricorre sicuramente almeno una delle circostanze singolarmente valide: profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali

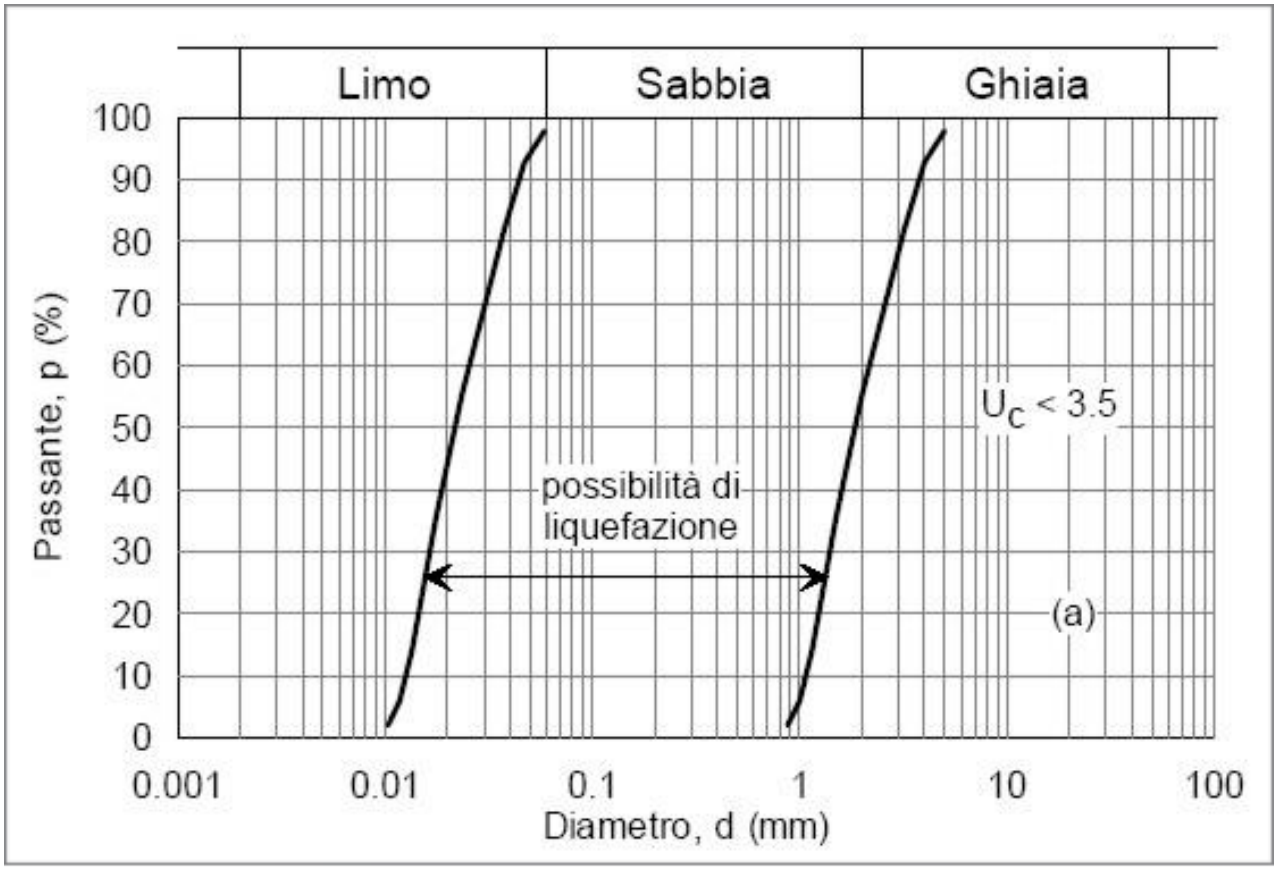


Figura 46 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione (Uc<3,5)

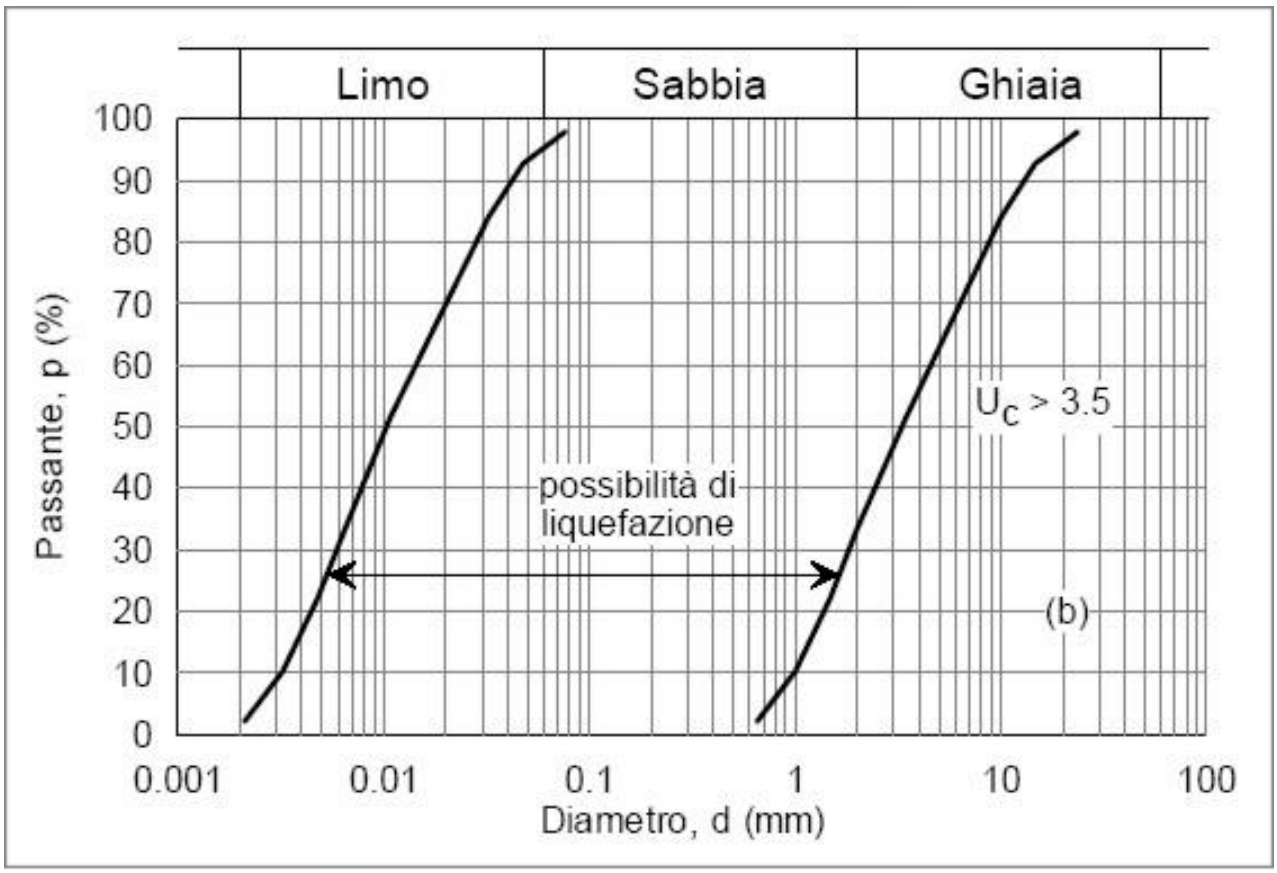


Figura 47 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione (Uc>3,5)

DENSIFICAZIONE

Sotto l'effetto delle sollecitazioni prodotte da un terremoto, i terreni granulari asciutti subiscono una compattazione volumetrica, nota come densificazione.

Le conseguenze principali legate a tale fenomeno consistono in un miglioramento delle caratteristiche dinamiche del terreno (con aumento del modulo di taglio e diminuzione del coefficiente di smorzamento), a cui è associato un abbassamento del livello topografico del deposito. I parametri principali che maggiormente influenzano tale fenomenologia sono la densità relativa, l'ampiezza della deformazione di taglio, il numero di cicli di carico e lo stato di sollecitazione in sito.

Nel sottosuolo del sito di specifico interesse non sono stati riscontrati terreni granulari asciutti che possano subire fenomeni di compattazione volumetrica.

10.8 PRESCRIZIONI PRIMA DELL'INIZIO DEI LAVORI A CARICO DELL'APPALTATORE E SOTTO LA STRETTA SORVEGLIANZA DELLA DIREZIONE DEI LAVORI PER CONTENERE IL RISCHIO CROLLO SCAVI

Si prescrive che all'atto dell'esecuzione della palificata, le prime perforazioni dovranno essere seguite in cantiere dal geologo progettista che dovrà registrare puntualmente (con apposito verbale) le stratigrafie riscontrate anche se ritenuto opportuno con l'esecuzione di SPT in foro, misure con Poket Penetrometer e Scissometro; e successivamente tali dati dovranno essere trasmesse al progettista al fine di confermare le ipotesi assunte in progetto.

L'Appaltatore prima di iniziare i lavori di scavo di tutte le condotte dovrà provvedere alla verifica delle posizione delle fondazioni dei fabbricati limitrofi, al censimento dei sottoservizi e delle singolarità e provvedere a trasmettere le posizioni di dettaglio delle opere di sostegno degli scavi quali blindaggi e palificate di sostegno. Sono ammesse variazioni di dettaglio perché rientranti nel budget di spesa. Il piano scavi dovrà essere corredato dalle calcolazioni di dettaglio se si prevedono diverse configurazioni rispetto al progetto.

10.9 METODOLOGIE DI SCAVO DELLE FONDAZIONI, STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO E PRESCRIZIONI

Lo scavo del piano di fondazione è previsto mediante scavo a sezione obbligata e di sbancamento, previa realizzazione delle opportune opere di sostegno previste in progetto.

Trattandosi di scavi interferenti con viabilità 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.

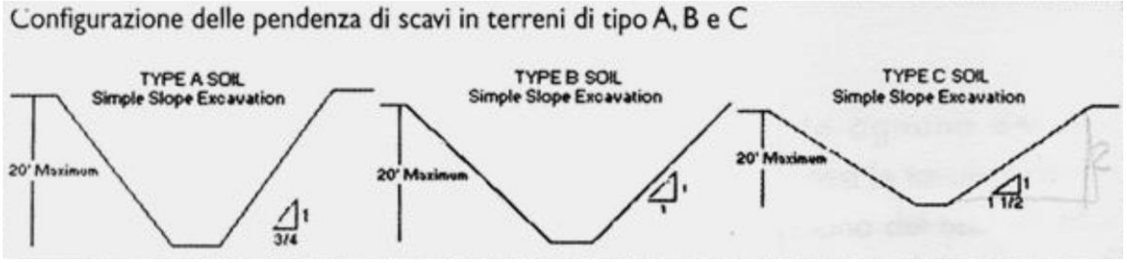
Nel caso in cui per eventuali scavi non si potesse prevede il blindaggio, i fronti di scavo dovranno essere messi in sicurezza modellando le scarpe con una pendenza adeguata alle caratteristiche del terreno in sito, avendo cura di non caricare la scarpate, né con il passaggio di carichi mobili e né con 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 speditive che la Direzione di Cantiere potrà utilizzare come riferimento nelle sue calcolazioni.

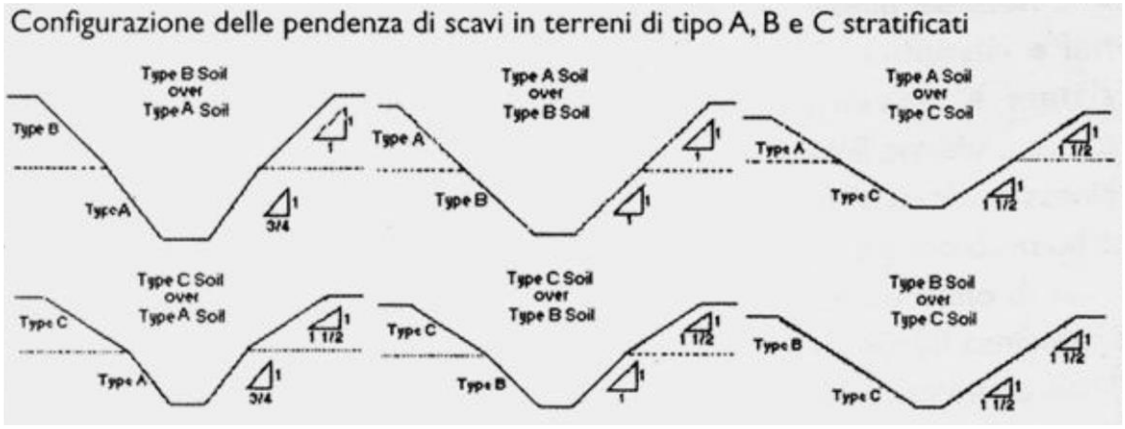
Valutazione delle condizioni di stabilità di scavo
Per la valutazione delle condizioni di stabilità degli scavi si è tenuto conto della classificazione dei suoli (Soil Classification System) come definiti dalla Norma Standard 1926 (Safety and health regulations for construction) dell'OSHA:
- Rocce stabili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

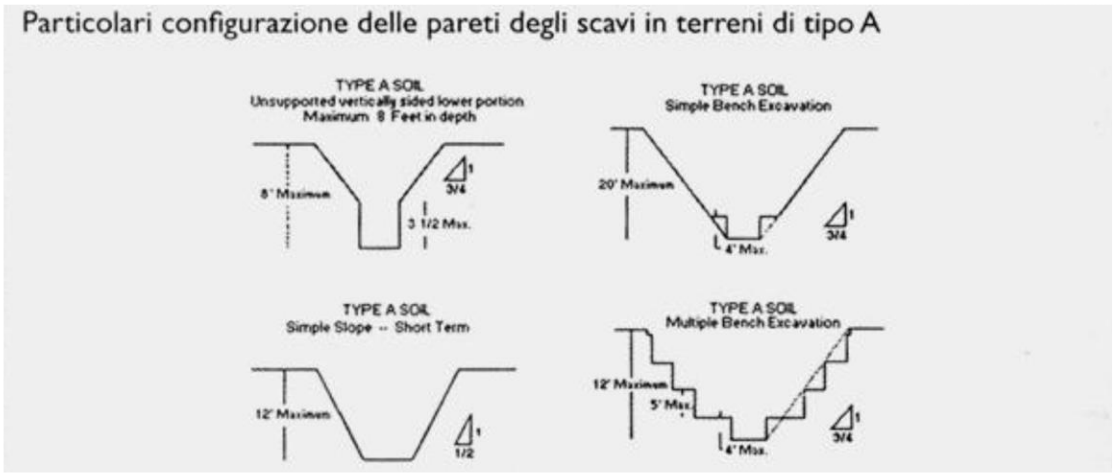
Tipo di roccia o terreno	**Max pendenza consentita (h/v) per scavi di profondi meno di 6,10 m** ***	
Roccia stabile	Verticale	90°
Terreno "*tipo A*" *	¾:1	53°
Terreno "*tipo B*" **	1:1	45°
Terreno "*tipo C*"	1 ½:1	34°

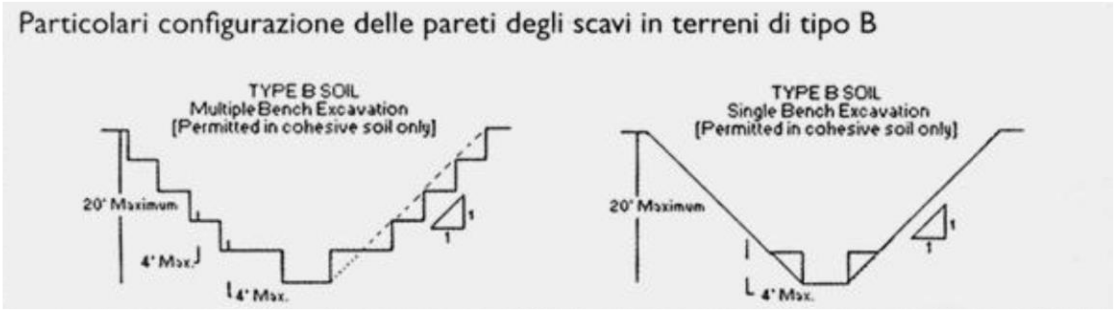
* *per scavi di breve periodo (max 24 ore di scavo aperto) e di profondità max di 3,67 m, la max pendenza consentita è di ½:1 ovvero 63°.*
** *scavi tipo trincea con le pendenze consigliate possono essere realizzati, in assenza di opere provvisionali di sostegno, solo in terreni dotati di coesione.*
*** *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 4,10 m, interessanti terreni di *"tipo C"* (terreni incoerenti a comportamento granulare come le sabbie e le ghiaie), per i quali si dovrà prevedere una **pendenza massima del fronte di scavo pari a 34°**.

Inoltre si dovrà avere cura di realizzare a lavoro ultimato un rinfianco 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.

10.10 STABILITÀ GLOBALE DELL'INTERVENTO

Da attenti sopralluoghi, dalle indagini geognostiche svolte e dalle considerazioni contenute nella relazione geologica (cfr. relazione geologica allegata) si può con certezza affermare che le aree sulle quali ricadono le opere di progetto sono stabili, pertanto non è stato necessario prevedere particolari opere di progetto per la stabilizzazione dei fronti di scavo e pendii.
Qualora in un futuro si dovesse prevedere di demolire e ricostruire il volume seminterrato si prescrive di programmare la sequenza degli scavi in modo da non arrecare problemi di stabilità alle opere al contorno esistenti e di progetto e ai fabbricati limitrofi, previa redazione del progetto strutturale.

10.11 TENSIONE AMMISSIBILE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E CARICO LIMITE

Nello specifico allegato di calcolo "TABULATI DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI" 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/cm²)
	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/cm²)									
									Molto molle	0,0
									Molle	0,4
Fino a 0,5 m	0,15	0,20	0,25	0,30	0,20	0,30	0,40	0,50	Plastico	1,0
1 m	0,20	0,30	0,40	0,50	0,25	0,35	0,50	0,60	Duro	2,0
2 m	0,25	0,35	0,50	0,60	0,30	0,45	0,60	0,80	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.

Ai tabulati di verifica allegati al fascicolo strutturale è possibile prendere visione delle calcolazioni di dettaglio e dei report grafici, dove si riportano, per ogni manufatto oggetto di verifica, la colormap delle tensioni sul terreno di fondazione elaborata dal software di calcolo; la massima tensione sul terreno di fondazione è pari a circa 2,0 kg/cm^2.

10.12 ENTITÀ E DECORSO DEI CEDIMENTI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Il banco di terreno al di sotto delle fondazioni dal punto di vista geotecnico è uniforme sia in profondità che in piano, pertanto date le condizioni in sito, la tipologia di fondazioni ampiamente sperimentata, la natura, caratteristiche del terreno e le caratteristiche delle opere da realizzare non ci saranno sicuramente problemi di cedimenti differenziali.
Ai sensi delle disposizioni dell'art.C.4 D.M.11/03/1988 e successivo D.M. 17.01.2018 il calcolo dei cedimenti verrà omesso.

10.13 VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO K PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE SU TERRENO ELASTICO ALLA WINKLER

Il coefficiente di sottofondo adottato nella schematizzazione di calcolo di eventuali fondazioni dirette, per il terreno in sito, con riferimento alla letteratura scientifica in via cautelativa è il seguente $K_{w\ verticale}$ = 5 kg/cm^3 (cfr. Testo Fondazioni C.Viggiani Hevelius Edizioni, molteplici studi condotti sull'area in esame Testo Appunti di opere di

sostegno del prof. Aldo Evangelista, Testo Geotecnica del prof. R. Lancellotta, Testo Principi di geotecnica del prof. Pellegrino).

10.14 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Per quanto riguarda il dimensionamento e la verifica si rimanda integralmente a quanto indicato agli allegati.
Le palificate di progetto sono fondazioni del tipo indiretto dimensionate e verificate con il software CDB Win rel.2019/a.
Ai paragrafi successivi è riportata la teoria utilizzata per il calcolo della capacità portante delle fondazioni dirette ed indirette alla base del software utilizzato.

11 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE MANUFATTI ED ELEMENTI STRUTTURALI (D.M.17.01.2018)

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il progetto delle armature, la verifica delle tensioni di lavoro dei materiali e del terreno.
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. G.U. 42 del 20/02/2018 con Supplemento Ordinario n. 8.
Di seguito dopo una breve disamina sui metodi di calcolo utilizzati sono riportati in allegato i listati di calcolo (sintetici) delle diversi manufatti calcolati, per quanto non espressamente indicato si rimanda agli allegati e al manuale del programma di calcolo.

11.1 PRESTAZIONI ATTESE – CLASSE DELLA COSTRUZIONE - VITA ESERCIZIO - MODELLI DI CALCOLO – TOLLERANZE – DURABILITÀ - PROCEDURE QUALITÀ E MANUTENZIONE

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale.
Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.
Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura
La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 17.01.2018 e s.m. ed i.
In particolare si è verificata :
la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (**SLU**) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quando previsto dal D.M. 17.01.2018 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.
la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (**SLE**) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni.
la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (**SLD**) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica
robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani.
Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

11.2 COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle NTC 2018 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle NTC 2018 in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

11.3 AZIONI AMBIENTALI E NATURALI

Si è concordato con il committente che le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche siano verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi 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)
- **Stato Limite di Danno** (SLD)

Gli stati limite ultimi sono:
- **Stato Limite di salvaguardia della Vita** (SLV)
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso** (SLC)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite PVR :		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

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 seguenti termini:
- Vita Nominale
- Classe d'Uso;
- Categoria del suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione.

Tali valori sono stati utilizzati da apposita procedura informatizzata sviluppata dalla STS s.r.l., che, a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento, fornisce i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale, riportati nei tabulati di calcolo.
Si è inoltre concordato le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla ***neve, dal vento e dalla temperatura*** secondo quanto previsto al cap. 3 del DM 14.01.08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

11.4 DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 17.01.2018 in funzione della destinazione d'uso.
I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti qk [kN/m^2]
- carichi verticali concentrati Qk [kN]
- carichi orizzontali lineari Hk [kN/m]

Tabella 3.1.II – *Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici*

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	**Ambienti ad uso residenziale**. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	**Uffici**.			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
C	**Ambienti suscettibili di affollamento**			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	**Ambienti ad uso commerciale**.			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie…	5,00	5,00	2,00
E	**Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale**.			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
F-G	**Rimesse e parcheggi**.			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	—	—	—
H	**Coperture e sottotetti**			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—
*	non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati			
**	per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso			

I valori nominali e/o caratteristici qk, Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle NTC 2018. In presenza di carichi verticali concentrati Qk essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento;
in particolare si considera una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si sono applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

11.5 MODELLI DI CALCOLO

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17.01.2018 ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici
- analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica
- analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi
- verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilita' limitata per l'acciaio
- verifiche plastiche per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e tensionali per quelle di classe 3
- verifiche tensionali per le sezioni in legno
- analisi statica non lineare (push Over), quando specificato, nelle elaborazioni numeriche allegate

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si fa riferimento al D.M. 14.01.08 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 la quale è stata utilizzata come norma di dettaglio.
La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

11.6 TOLLERANZE

Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle euronorme EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:
Copriferro 5 mm (EC2 4.4.1.3)
Per dimensioni ≤150mm ± 5 mm
Per dimensioni =400 mm ± 15 mm
Per dimensioni ≥2500 mm ± 30 mm
Per i valori intermedi interpolare linearmente.

11.7 DURABILITÀ

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazioni opportuni stati limite di esercizio **(SLE)** in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.
Inoltre per garantire la durabilità, cosi come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.
Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 17.01.2018. e relative Istruzioni.

11.8 METODI DI CALCOLO UTILIZZATI

I metodi di calcolo adottati per il calcolo sono i seguenti:

1) Per i carichi statici: *METODO DELLE DEFORMAZIONI*;
2) Per i carichi sismici: metodo dell'*ANALISI MODALE* o dell'*ANALISI SISMICA STATICA EQUIVALENTE*.

Per lo svolgimento del calcolo si è accettata l'ipotesi che, in corrispondenza dei piani sismici, i solai siano infinitamente rigidi nel loro piano e che le masse ai fini del calcolo delle forze di piano siano concentrate alle loro quote.

11.8.1 Calcolo spostamenti e caratteristiche

II calcolo degli spostamenti e delle caratteristiche viene effettuato con il metodo degli elementi finiti (**F.E.M.**).

Possono essere inseriti due tipi di elementi:

1) Elemento monodimensionale asta (*beam*) che unisce due nodi aventi ciascuno 6 gradi di libertà. Per maggiore precisione di calcolo, viene tenuta in conto anche la deformabilità a taglio e quella assiale di questi elementi. Queste aste, inoltre, non sono considerate flessibili da nodo a nodo ma hanno sulla parte iniziale e finale due tratti infinitamente rigidi formati dalla parte di trave inglobata nello spessore del pilastro; questi tratti rigidi forniscono al nodo una dimensione reale.
2) L'elemento bidimensionale shell (*quad*) che unisce quattro nodi nello spazio. Il suo comportamento è duplice, funziona da lastra per i carichi agenti sul suo piano, da piastra per i carichi ortogonali.

Assemblate tutte le matrici di rigidezza degli elementi in quella della struttura spaziale, la risoluzione del sistema viene perseguita tramite il *metodo di Cholesky*.

Ai fini della risoluzione della struttura, gli spostamenti X e Y e le rotazioni attorno l'asse verticale Z di tutti i nodi che giacciono su di un impalcato dichiarato rigido sono mutuamente vincolati.

11.8.2 Analisi sismica statica

L'analisi sismica statica è stata svolta imponendo, come da normativa, un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate come ingresso del sisma. Tali forze che sono calcolate mediante l'espressione:

$$F_i = S_d(T_1) \times W \times \frac{L}{g} \times \frac{z_i \times W_i}{\sum z_j \times W_j}$$

dove:

F_i è la forza da applicare al nodo *i*

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto

W è il peso sismico complessivo della costruzione

L è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha meno di tre piani e se $T_1 < T_c$, pari ad 1,0 negli altri casi

g è l'accelerazione di gravità

W_i e W_j sono i pesi delle masse sismiche ai nodi i e j

z_i e z_j sono le altezze dei nodi i e j rispetto alle fondazioni

Tali forze sono applicate in corrispondenza dei baricentri delle masse di piano.

Le forze orizzontali così calcolate vengono ripartite fra gli elementi irrigidenti (pilastri e pareti di taglio), ipotizzando i solai dei piani
sismici infinitamente rigidi assialmente.

I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinate linearmente (in somma e in differenza) con quelle per carichi statici e con il 30%
di quelle del sisma ortogonale per ottenere le sollecitazioni di verifica.

Gli angoli delle direzioni di ingresso dei sismi sono valutati rispetto all'asse X del sistema di riferimento globale.

11.8.3 Verifiche

Le verifiche, svolte secondo il metodo degli stati limite ultimi e di esercizio, si ottengono inviluppando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

In fase di verifica è stato differenziato l'elemento trave dall'elemento pilastro. Nell'elemento trave le armature sono disposte in modo
asimmetrico, mentre nei pilastri sono sempre disposte simmetricamente.

Per l'elemento trave, l'armatura si determina suddividendola in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante, valutando per tali conci le massime aree di armatura superiore ed inferiore richieste in base ai momenti massimi riscontrati nelle varie combinazioni di carico esaminate. Lo stesso criterio è stato adottato per il calcolo delle staffe.

Anche l'elemento pilastro viene scomposto in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante. Vengono però riportate le armature massime richieste nella metà superiore (testa) e inferiore (piede).

La fondazione su travi rovesce è risolta contemporaneamente alla sovrastruttura tenendo in conto sia la rigidezza flettente che quella torcente, utilizzando per l'analisi agli elementi finiti l'elemento asta su suolo elastico alla *Winkler*.

Le travate possono incrociarsi con angoli qualsiasi e avere dei disassamenti rispetto ai pilastri su cui si appoggiano.

La ripartizione dei carichi, data la natura matriciale del calcolo, tiene automaticamente conto della rigidezza relativa delle varie travate
convergenti su ogni nodo.

Le verifiche per gli elementi bidimensionali (setti) vengono effettuate sovrapponendo lo stato tensionale del comportamento a lastra e di quello a piastra. Vengono calcolate le armature delle due facce dell'elemento bidimensionale disponendo i ferri in due direzioni ortogonali.

11.8.4 Dimensionamento minimo delle armature.

Per il calcolo delle armature sono stati rispettati i minimi di legge di seguito riportati:

TRAVI:

- Area minima delle staffe pari a 1.5*b mmq/ml, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurato in mm, con passo non maggiore di 0,8 dell'altezza utile e con un minimo di 3 staffe al metro. In prossimità degli appoggi o di carichi concentrati per una lunghezza pari all' altezza utile della sezione, il passo minimo sarà 12 volte il diametro minimo dell'armatura longitudinale.
- Armatura longitudinale in zona tesa ≥ 0,15% della sezione di calcestruzzo. Alle estremità è disposta una armatura inferiore minima che possa assorbire, allo stato limite ultimo, uno sforzo di trazione uguale al taglio.
- In zona sismica, nelle zone critiche il passo staffe è non superiore al minimo di:
  - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
  - 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CDA e CDB;
  - 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CDA e CDB;
  - 24 volte il diametro delle armature trasversali.

  Le zone critiche si estendono, per CDB e CDA, per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro. Nelle zone critiche della trave il rapporto fra l'armatura compressa e quella tesa è maggiore o uguale a 0,5.

PILASTRI:

- Armatura longitudinale compresa fra 0,3% e 4% della sezione effettiva e non minore di 0,10*Ned/fyd;
- Barre longitudinali con diametro ≥ 12 mm;
- Diametro staffe ≥ 6 mm e comunque ≥ 1/4 del diametro max delle barre longitudinali, con interasse non maggiore di 30 cm.
- In zona sismica l'armatura longitudinale è almeno pari all'1% della sezione effettiva; il passo delle staffe di contenimento è non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
  - 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CDA e CDB;
  - 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CDA e CDB;
  - 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CDA e CDB.

11.8.5 Misura della sicurezza

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite **(SL)** che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi **SLU** e gli stati limite di esercizio **SLE**.
La sicurezza viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore delle corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

11.8.6 Criteri adottati per la schematizzazione della struttura

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.
In particolare le travi ed i pilastri sono schematizzati con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite.
Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriore suddivisioni interne degli elementi strutturali.
Gli elementi finiti a due nodi possono essere utilizzati in analisi di tipo non lineare potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico che meccanico con i seguenti modelli :

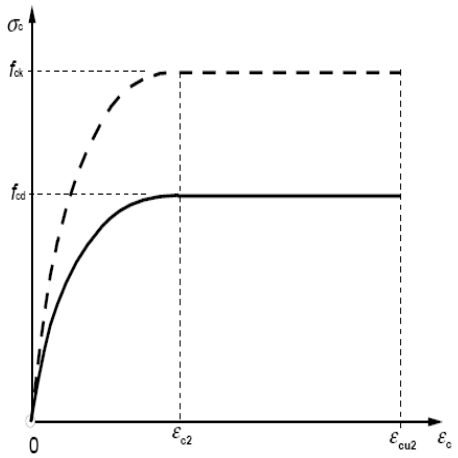
- Matrice geometrica per gli effetti del II° ordine
- Non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione
- Non linearità meccanica di tipo elasto-plastica con modellazione a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche. Tale modellazione viene utilizzata per effettuare le analisi sismiche di tipo PUSHOVER con le modalità previste dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i.

Per gli elementi strutturali bidimensionali quali pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche viene utilizzato un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra).
Tale elemento finito di tipo isoparametrico viene modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM.
Per questo tipo di elementi finiti la precisione dei risultati ottenuti dipenderà quindi dalla forma e densità della MESH, si ricorda che il calcolo agli elementi finiti è per sua natura un calcolo approssimato.

Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.
La precisione nel calcolo delle tensioni è inferiore a quella ottenuta nel calcolo degli spostamenti, inoltre è fortemente dipendente dalla mesh.
Le verifiche saranno effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio, mentre per le azioni dovute al sisma ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica, sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmante su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc..)
Nel modello vengono tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.
La presenza di eventuali orizzontamenti sono tenuti in conto o con vincoli cinematici rigidi o modellando la soletta con elementi SHELL.
L'analisi delle sollecitazioni viene condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine.
Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche possono essere ottenute sia da analisi statiche equivalenti che da analisi dinamiche modali.
Nel caso si debba verificare la capacità della struttura progettata od di una esistente a resistere al sisma, o si debba verificare l'effettiva duttilità strutturale si provvederà ad effettuare una analisi statica di tipo non lineare (PUSHOVER).
I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno sono modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale, in particolare per le connessioni tra aste in acciaio o legno.
Il modello di calcolo può tenere in conto o meno dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazione superficiali con elementi plinto, trave o piastra su suolo elastico alla Winkler.
Nel caso di fondazioni profonde i pali vengono modellati sia per le azioni verticali che trasversali modellando il terreno alla winkler in funzione del modulo di reazione orizzontale.
Nel caso delle strutture isolate alla base gli isolatori vengono modellati come elementi a due nodi a comportamento elasto-viscoso deformabili sia a taglio che assialmente.
I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono elastico lineari.
I legami costitutivi utilizzati nelle analisi non lineari di tipo PUSHOVER possono essere di tipo elastoplastico - incrudente a duttilità limitata, elasto-fragile, elastoplastico a compressione e fragile a trazione.
Per le verifiche sezionali i legami utilizzati sono:

LEGAME PARABOLA RETTANGOLO PER IL CALCESTRUZZO

Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

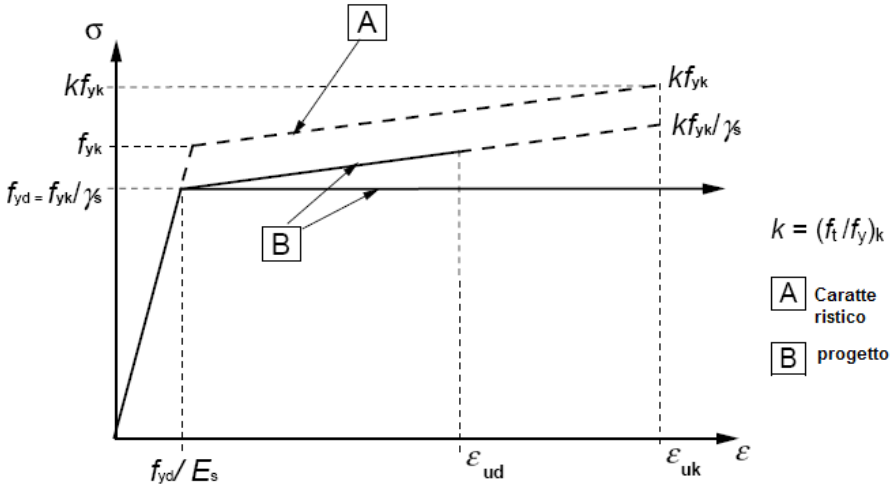


Il valore ε_{cu2} nel caso di analisi non lineari sarà valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

LEGAME ELASTICO PREFETTAMENTE PLASTICO O INCRUDENTE O DUTTILITA' LIMITATA PER L'ACCIAIO

Legame costitutivo di progetto acciaio per c.a.

- legame rigido plastico per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e elastico lineare per quelle di classe 3 e 4
- legame elastico lineare per le sezioni in legno
- legame elasto-viscoso per gli isolatori



Legame costitutivo isolatori
Il modello di calcolo utilizzato risulta rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

11.8.7 Combinazioni di calcolo

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17.01.2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.
In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 NTC 2018; queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1)
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2)
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3)
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine(2.5.4)
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5):
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.
Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "combinato con".
I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γGi e γQj sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

Per le combinazioni sismiche:
Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2018
Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).
I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I

La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.
Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.
La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

11.8.8 Azioni sulla costruzione

Azione sismica

Ai fini delle NTC 2018 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.
Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

l'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.
Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.
In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Azioni dovute al vento

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del DM 14.01.08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617.
Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio.

Azioni dovute alla temperatura

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.
La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.
le temperature dell'aria esterne § 3.5.2, dell'aria interna § 3.5.3 e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali § 3.5.4 viene assunta in conformità ai dettami delle NTC 2018.

Neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \; q_{sk} \; C_E \; C_t \qquad (3.3.7)$$

dove:

q_s	è il carico neve sulla copertura;
μ_i	è il coefficiente di forma della copertura, fornito al § 3.4.5;
q_{sk}	è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m2], fornito al § 3.4.2 delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni;
C_E	è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;
C_t	è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Azioni eccezionali

Le azioni eccezionali, che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti, solo in taluni casi vanno considerate nella progettazione, quando ciò è richiesto da specifiche esigenze strutturali, la resistenza al fuoco, verrà determinata sulla base delle indicazioni di cui al § 3.6.1 delle NTC.

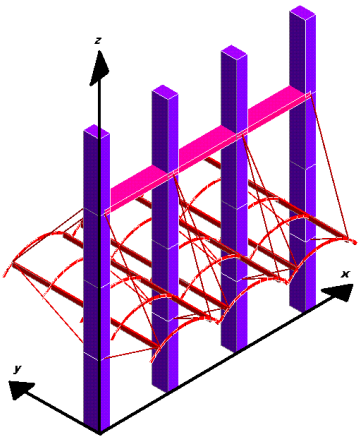
Azioni antropiche e pesi propri

In generale sulle pareti del cantinato, se questo è presente, agiscono le spinte del terreno. In sede di valutazione di tali carichi, se non c'è grossa variabilità dei parametri geotecnici dei vari strati così come individuati nella relazione geologica, si adotterà una o più tipologie di terreno ai soli fini della definizione dei lati di spinta e/o di eventuali sovraccarichi.

11.8.9 Sistemi di riferimento

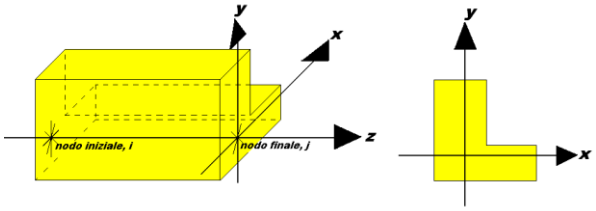
1) SISTEMA GLOBALE DELLA STRUTTURA SPAZIALE

Il sistema di riferimento globale è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali (O-XYZ) dove l'asse Z rappresenta l'asse verticale rivolto verso l'alto. Le rotazioni sono considerate positive se concordi con gli assi vettori:



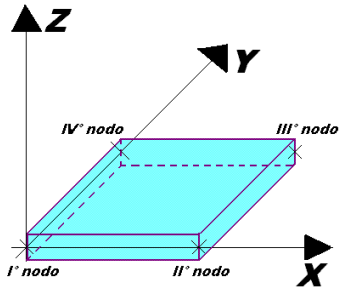
2) SISTEMA LOCALE DELLE ASTE

Il sistema di riferimento locale delle aste, inclinate o meno, è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse Z coincidente con l'asse longitudinale dell'asta ed orientamento dal nodo iniziale al nodo finale, gli assi X ed Y sono orientati come nell'archivio delle sezioni:



3) SISTEMA LOCALE DELL'ELEMENTO SHELL

Il sistema di riferimento locale dell'elemento shell è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse X coincidente con la direzione fra il primo ed il secondo nodo di input, l'asse Y giacente nel piano dello shell e l'asse Z in direzione dello spessore:



11.8.10 Unità di misura

Si adottano le seguenti unità di misura:

[lunghezze] = m
[forze] = kgf / daN
[tempo] = sec
[temperatura] = °C

11.8.11 Convenzioni sui segni

I carichi agenti sono:

1) Carichi e momenti distribuiti lungo gli assi coordinati;

2) Forze e coppie nodali concentrate sui nodi.

Le forze distribuite sono da ritenersi positive se concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta, quelle concentrate sono positive se concordi con il sistema di riferimento globale.

I gradi di libertà nodali sono gli omologhi agli enti forza, e quindi sono definiti positivi se concordi a questi ultimi.

12 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE PARATIE DI PALI E BERLINESI

12.1 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. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. G.U. 42 del 20/02/2018 con Supplemento Ordinario n. 8.

12.2 CALCOLO DELLE SPINTE

Il calcolo delle spinte viene convenzionalmente riferito ad un metro di profondità di paratia. Pertanto tutte le grandezze riportate in stampa, sia per i dati di input che per quelli di output, debbono di conseguenza attribuirsi ad un metro di profondità della paratia stessa.

Per rendere più completa la trattazione relativa alla determinazione delle spinte sarà opportuno distinguere i seguenti casi:

1 Spinta delle terre:
- a) con superficie del terreno rettilinea
- b) con superficie del terreno spezzata

2 Spinta del sovraccarico ripartito uniforme:
- a) con superficie del terreno rettilinea
- b) con superficie del terreno spezzata

3 Spinta del sovraccarico ripartito parziale
4 Spinta del sovraccarico concentrato lineare
5 Spinte in presenza di coesione
6 Spinta interstiziale in assenza o in presenza di moto di filtrazione
7 Spinta passiva

SPINTA DELLE TERRE
Trattandosi di terreni stratificati, discretizzato il diaframma in un congruo numero di punti, si determina la spinta sulla parete come risultante delle pressioni orizzontali in ogni concio, calcolate come:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K \cdot \cos\delta$$

dove:
σ_h = pressione orizzontale
σ_v = pressione verticale
K = coefficiente di spinta dello strato di calcolo
δ = coefficiente di attrito terra–parete

La pressione verticale è data dal peso del terreno sovrastante:

- in termini di tensioni totali:

$$\sigma_v = \tau \cdot z$$

τ = peso specifico del terreno
z = generica quota di calcolo della pressione a partire dall'estradosso del terrapieno

- in termini di tensioni efficaci in assenza di filtrazione:

$$\sigma_v = \tau' \cdot z$$

τ' = peso specifico efficace del terreno

- in termini di tensioni efficaci in presenza di filtrazione discendente dal terrapieno:

$$\sigma_v = \left[\tau - \tau_w \cdot (1 - I_w)\right] \cdot z$$

dove:
τ = peso specifico del terreno
τ_w = peso specifico dell'acqua
I_w = gradiente idraulico: $\delta H / \delta L$
δH = differenza di carico idraulico
δL = percorso minimo di filtrazione

- in termini di tensioni efficaci in presenza di filtrazione ascendente dal terrapieno:

$$\sigma_v = \left[\tau - \tau_w \cdot (1 + I_w)\right] \cdot z$$

a) Con superficie del terreno rettilinea
Lo schema di calcolo è basato sulla teoria di Coulomb nell'ipotesi di assenza di falda:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta+\phi)}{\text{sen}^2\beta \cdot \text{sen}(\beta-\delta)\cdot\left[1+\left(\frac{\text{sen}(\phi+\delta)\cdot\text{sen}(\phi-\varepsilon)}{\text{sen}(\beta-\delta)\cdot\text{sen}(\beta+\varepsilon)}\right)^{\frac{1}{2}}\right]^2}$$ (Muller-Breslau)

avendo indicato con :

β = 90° : inclinazione del paramento interno rispetto all'orizzontale;
ϕ = angolo d'attrito interno del terreno;
δ = angolo di attrito terra–muro;
ε = angolo di inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

b) Con superficie del terreno spezzata
In questo caso, pur mantenendo le ipotesi di Coulomb, la ricerca del cuneo di massima spinta non conduce alla determinazione di un unico coefficiente, come nella forma di Muller-Breslau, giacché il diagramma di spinta non è più triangolare bensì poligonale.

Posto l_i = lunghezza, in orizzontale, del tratto inclinato:

$dh = l_i \times \tan\varepsilon$

e, permanendo la solita simbologia, si procede alla determinazione del cuneo di massima spinta ricavando l'angolo di inclinazione della corrispondente superficie di scorrimento, detto ro tale angolo, si ottiene, per β = 90°:

$$\tan(ro) = \frac{1}{-\tan(ro)+\left[(1+\tan^2\phi)\cdot\left(1+\frac{l_i\cdot dh}{(H+dh)^2\cdot\tan\phi}\right)\right]^{\frac{1}{2}}}$$

Tracciando una retta inclinata di 'ro' a partire dal vertice della spezzata si stacca ,sulla superficie di spinta, un segmento di altezza:

$$h = l_i \cdot \frac{(\tan(ro)-\tan\varepsilon)\cdot\tan\beta}{\tan(ro)+\tan\beta}$$

su questo tratto della superficie di spinta si assumerà il seguente coefficiente di spinta attiva:

$$K_{a1} = \frac{(\tan\beta+\tan(ro))\cdot\left(1+\frac{\tan\varepsilon}{\tan\beta}\right)\cdot\tan(ro-\phi)}{\tan\beta\cdot(\tan(ro)-\tan\varepsilon)}$$

mentre per il restante tratto di altezza (H - h) si assumerà:

$$K_{a2} = \frac{(\tan\beta+\tan(ro))\cdot\tan(ro-\phi)}{\tan\beta\cdot\tan(ro)}$$

c) Incremento di spinta sismica:

- Calcolo dell'incremento di spinta sismica secondo D.M. 16/01/96:

$$K_{as} = K' - A\cdot K_a$$

essendo:

$$A = \frac{\cos^2(\alpha+\tau)}{\cos^2\alpha+\cos\tau}$$

con:

α = angolo formato dall'intradosso con la verticale
τ = arctan C
C = coefficiente di intensità sismica
K'= coefficiente calcolato staticamente per $\varepsilon' = \varepsilon + \tau$ e $\beta' = \beta - \tau$

La pressione ottenuta ha un andamento lineare, con valore zero al piede del diaframma e valore massimo in sommità.

- Calcolo dell'incremento di spinta sismica secondo O.D.P.C.M. 3274/2003: in assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v) che interessano tutte le masse sono calcolati come:

$$K_h = \frac{S \cdot a_g}{r}$$

$$K_v = \frac{K_h}{2}$$

Al fattore r può essere assegnato il valore 2 nel caso di opere di sostegno che ammettano spostamenti, per esempio i muri a gravità, o che siano sufficientemente flessibili. In presenza di terreni non coesivi saturi deve essere assunto il valore 1.

La forza di calcolo viene denotata come E_d da considerarsi come la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno. Tale spinta totale di progetto E_d, esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno, è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \tau' \cdot (1 \pm K_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws}$$

dove:
H è l'altezza del muro;
E_{ws} è la spinta idrostatica;
τ' è il peso specifico del terreno (definito ai punti seguenti);
K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

- Se $\beta \le \phi - \Theta$:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi - \Theta)}{\cos\Theta \cdot \text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\phi - \Theta - \delta) \cdot \left[1 + \left(\frac{sin(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \Theta}{\text{sen}(\phi - \Theta - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}\right)^{\frac{1}{2}}\right]^2}$$

- Se $\beta > \phi - \Theta$:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi - \Theta)}{\cos\Theta \cdot \text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\phi - \Theta - \delta)}$$

ϕ: è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;
α, β: sono gli angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;
δ: è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro;
Θ : è l'angolo definito successivamente in funzione dei seguenti casi:

Livello di falda al di sotto del muro di sostegno:

$\tau' = \tau$ peso specifico del terreno

$$\tan\Theta = \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

Terreno al di sotto del livello di falda:

$\tau' = \tau - \tau_w$ peso immerso del terreno

τ_w: peso specifico dell'acqua

$$\tan\Theta = \frac{\tau}{\tau - \tau_w} \cdot \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

d) Inerzia della parete:

In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete:

- Forze di inerzia secondo D.M. 16/01/96:

$$F_i = C \cdot W$$

con C = coefficiente di intensità sismica

- Forze di inerzia secondo O.D.P.C.M. 3274/2003:

$$F_{ih} = K_h \cdot W$$
$$F_{iv} = K_v \cdot W$$
$$K_h = \frac{S \cdot a_g}{r}$$
$$K_v = \frac{K_h}{2}$$

Al fattore r può essere assegnato il valore 2 nel caso di opere di sostegno che ammettano spostamenti, per esempio i muri a gravità, o che siano sufficientemente flessibili. In presenza di terreni non coesivi saturi deve essere assunto il valore 1.

SPINTA DEL SOVRACCARICO RIPARTITO UNIFORME

a) Con superficie del terreno rettilinea

In questo caso ,intendendo per Q il sovraccarico per metro lineare di proiezione orizzontale:

$\sigma_v = Q$

b) Con superficie del terreno spezzata

Una volta determinata la superficie di scorrimento del cuneo di massima spinta (ro), quindi il diagramma di carico che grava sul cuneo di spinta ,si scompone tale diagramma in due strisce; la prima agente sul tratto di terreno inclinato, la seconda sul rimanente tratto orizzontale.

Ognuna delle strisce di carico genererà un diagramma di pressioni sul muro i cui valori saranno determinati secondo la formulazione di Terzaghi che esprime la pressione alla generica profondità z come:

$$\sigma_h = \frac{2 \cdot Q \cdot W}{\pi} \cdot (\Theta - sin\Theta \cdot \cos 2\tau)$$

dove:

$$W = \frac{\operatorname{sen}\beta}{\operatorname{sen}(\beta + \varepsilon)}$$

SPINTA DEL SOVRACCARICO CONCENTRATO LINEARE

Il carico concentrato lineare genera un diagramma delle pressioni sul muro che può essere determinato usando la teoria di Boussinesq:

Essendo:

d_l = distanza del sovraccarico dal muro, in orizzontale
q_l = intensità del carico;

e posto

$$m = \frac{d_l}{H}$$

si ottiene il valore della pressione alla generica profondità z in base alle seguenti relazioni:

a) per m ≤ 0,4

$$\sigma_h = 0{,}203 \cdot \frac{q_l}{H} \cdot \frac{\frac{z}{H}}{\left[0{,}16 + \left(\frac{z}{H}\right)^2\right]^2}$$

b) per m > 0,4

$$\sigma_h = 4 \cdot \frac{q_l}{H \cdot \pi} \cdot \frac{m \cdot \frac{z}{H}}{\left[m^2 + \left(\frac{z}{H}\right)^2\right]^2}$$

SPINTA ATTIVA DOVUTA ALLA COESIONE
La coesione determina una controspinta sulla parete, pari a:

$$\sigma_h = -2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a} \cdot \sqrt{1 + R_{ac}}$$

essendo:

C = coesione dello strato
R_{ac} = rapporto aderenza/coesione

SPINTA INTERSTIZIALE
La spinta risultante dovuta all'acqua è pari alla differenza tra la pressione interstiziale di monte e di valle.

Nel caso di <u>filtrazione discendente da monte e ascendente da valle</u>:

$$\sigma_h = \tau_w \cdot \left[H_{wm} \cdot (1 - I_w) - H_{wv} \cdot (1 + I_w)\right]$$

dove:
H_{wm} = quota della falda di monte
H_{wv} = quota della falda di valle

Nel caso di <u>filtrazione discendente da valle e ascendente da monte</u>:

$$\sigma_h = \tau_w \cdot \left[H_{wm} \cdot (1 + I_w) - H_{wv} \cdot (1 - I_w)\right]$$

SPINTA PASSIVA

$$\sigma_{h\,p} \cdot R_p = \sigma_v \cdot K_p \cdot \cos\delta + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p} \cdot \sqrt{1 + R_{ac}}$$

dove:
σ_{hp} = pressione passiva orizzontale
R_p = coefficiente di riduzione della spinta passiva
σ_v = pressione verticale
K_p = coefficiente di spinta passiva dello strato di calcolo
δ = coefficiente di attrito terra–parete
C = coesione
R_{ac} = rapporto aderenza/coesione

a) per ϕ <> 0:

$$K_p = \frac{\operatorname{sen}^2(\beta - \phi)}{\operatorname{sen}^2 \beta \cdot \operatorname{sen}(\beta + \delta) \cdot \left[1 - \left(\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta) \cdot \operatorname{sen}(\phi + \varepsilon)}{\operatorname{sen}(\beta + \delta) \cdot \operatorname{sen}(\beta + \varepsilon)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2}$$

b) per $\phi = 0$:

$K_p = 1$

12.3 EQUILIBRIO DELLA PARATIA E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il diaframma è una struttura deformabile, per cui in funzione degli spostamenti che assume è in grado di mobilitare pressioni dal terreno circostante. Nella trattazione classica per determinare le spinte sul tratto infisso della paratie si ipotizza che il terreno circostante sia in condizioni di equilibrio limite, per cui ipotizzata una deformata si possono determinare le zone attive e passive del terreno e le relative pressioni.

Questo modo di procedere fornisce buoni risultati nei problemi di progetto e nel caso si vogliano determinare dei valori globali di sicurezza mentre non permette di valutare con buona approssimazione i diagrammi delle sollecitazioni. Inoltre un grande limite è rappresentato dal fatto che i metodi classici non permettono di tenere in conto la presenza di più di un tirante.

Un modo più moderno di affrontare il problema dell'equilibrio delle paratie è quello di utilizzare delle tecniche di soluzione più generali quali quello degli elementi finiti. L'algoritmo di soluzione utilizzato nel programma si può riassumere nei seguenti passi principali:

1 - discretizzazione della paratia con elementi trave elastici.
2 - modellazione dei tiranti con molle elastiche che reagiscono solo nel caso la paratia si allontani dal terreno (tiranti o sbadacchi).
3 - modellazione del terreno in cui e' infissa la paratia con molle non lineari con legame costitutivo di tipo bilatero.
4 - algoritmo di soluzione per sistemi di equazioni non lineari che utilizza la tecnica della matrice di rigidezza secante.
5 - calcolo degli spostamenti della paratia, in particolare gli spostamenti dei tiranti e del fondo scavo che danno preziose informazioni sulla deformabilità del sistema terreno- paratia.
6 - calcolo delle sollecitazioni degli elementi trave (taglio, momento).
7 - calcolo delle pressioni sul terreno dove e' infissa la paratia.

Descrizione dell'algoritmo
Si discretizza la paratia in n-1 conci di trave connessi ad n nodi. Si calcola quindi la matrice di rigidezza elementare del concio e quindi si esegue l'assemblaggio della matrice globale. Ogni nodo presenta due gradi di libertà (spostamento trasversale e rotazione), quindi si hanno in totale 2×n gradi di libertà globali.

La matrice di rigidezza assemblata di dimensioni (2n × 2n) risulta non invertibile in quando la struttura ammette moti rigidi. I moti rigidi e quindi la labilità della struttura vengono eliminati modellando il terreno in cui la paratia risulta infissa ed i tiranti.

Sia il terreno che i tiranti vengono modellati con delle molle i cui valori di rigidezza vengono sommati agli elementi diagonali della matrice globale. I tiranti hanno un legame costitutivo unilatero.

RIGIDEZZA DEL TIRANTE:
Se:
L = lunghezza
A = Area del tirante/interasse
E = modulo elastico del tirante
f = angolo di inclinazione
T = sforzo sul tirante/puntone v = spostamento

ne consegue:

$$K = \frac{A \cdot E}{L} \cdot \cos^2 f$$

$T = K \times v$ se $v \geq 0$

T = 0 se v < 0 (la paratia si avvicina al terreno)

RIGIDEZZA DEL TERRENO (Bowles, Fondazioni pag.649):
Se:
c = coesione
g peso specifico efficace

Nc, Nq, Ng coefficienti di portanza
z quota infissione

K = 40 × (c × Nc + 0,5 × g × 1 × Ng) + 40 × (g × Nq × z)

Il legame costitutivo pressione terreno–spostamento v della paratia si assume di tipo non lineare bilatero:

vl = 1,5 cm spostamento limite elastico
Pp = pressione passiva
Pu = min(vl×K, Pp) pressione massima sopportata dal terreno

K × v ≤ Pu (fase elastica)
P(v) = Pu se K × v > Pu (fase plastica)

Il sistema non lineare risolvente risulta quindi:

K(v) matrice secante
F = forze nodali

F = K(v) v

v_i = inv($K(v_{i-1})$ F per i = 0, ..., n

Risolto iterativamente il sistema non lineare si ottengono gli spostamenti nodali e quindi pressioni, sollecitazioni e forze ai tiranti. È importante al fine di una corretta verifica della paratia controllare lo spostamento al fondo scavo della paratia.

12.4 ANCORAGGI

La lunghezza minima del tirante è determinata in maniera tale che la retta passante dalla punta estrema dell'ancoraggio e dal piede del diaframma formi un angolo pari a ϕ (angolo di attrito interno) con la verticale.

BLOCCO DI ANCORAGGIO
Il blocco di ancoraggio, nell'ipotesi che esso sia continuo lungo tutta la lunghezza del diaframma, deve dimensionarsi sulla base di un coefficiente di sicurezza che vale:

$$\mu_a = \frac{\tau \cdot H_a^2 \cdot (K_p - K_a)}{2 \cdot T_r}$$

dove:
τ = peso specifico del terreno
H_a = affondamento del blocco di ancoraggio nel terreno
K_p = coefficiente di spinta passiva
K_a = coefficiente di spinta attiva
T_r = forza di trazione sull'ancoraggio

BULBO DI ANCORAGGIO DI CALCESTRUZZO INIETTATO SOTTO PRESSIONE
Se:
T_u = sforzo resistente
T_r = forza di trazione sull'ancoraggio
μ_a = coefficiente di sicurezza
A = area bulbo
p_v = pressione verticale

f = angolo di attrito del terreno
Ko = 1-sin(f) (spinta a riposo)
c = coesione
allora:

$$T_u = A \cdot \left[p_v \cdot Ko \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot f\right) + 0{,}8 \cdot c \right]$$

12.5 VERIFICHE

Il programma esegue le verifiche di resistenza sugli elementi strutturali in funzione della tipologia della paratia. Le verifiche verranno eseguite per tutte le tipologie a scelta dell'utente sia con il metodo delle tensioni ammissibili che con il metodo degli SLU.
Per la generica in particolare la verifica agli S.L.U. prevede solo l'utilizzo di materiali assimilabili ai sensi della normativa vigente all'acciaio Fe360, Fe430 e Fe510. In particolare per il metodo degli S.L.U. si prevede che le azioni di calcolo utilizzate per le verifiche di resistenza derivanti vengano incrementate di un coefficiente parziale pari a 1,50.
Per le sezioni in acciaio la verifica S.L.U. viene effettuato al limite elastico.
Le verifiche saranno effettuate, coerentemente con il metodo selezionato (T.A. S.L.U), rispettando la normativa vigente per le strutture in c.a. ed in acciaio.
Le verifiche saranno effettuate sia sulla sezione della paratia che sugli elementi secondari quali cordoli in c.a. ed in acciaio, testata di ancoraggio in acciaio per le berlinesi.

Le sollecitazioni agenti sul cordolo vengono calcolate schematizzandolo come una trave continua caricata con forze concentrate.
Nel caso di cordoli in c.a. vengono effettuate le verifiche consuete per le travi soggette a momento flettente e taglio.
Nel caso di cordoli realizzati in acciaio vengono effettuate le seguenti verifiche:

1) verifica del profilo del longherone calcolato a trave continua e caricato con forze concentrate.

2) Verifica del comportamento a mensola della piattabanda del profilo a contatto con i pali della berlinese.

3) Verifica che la risultante inclinata del tirante sia interna alla area di contatto costituita dalle piattabande dei profili.

4) Verifica della piastra forata della testata sollecitata dal tiro del tirante irrigidita con eventuali nervature.

5) Verifica della piastra forata della testata in corrispondenza dello incastro con le nervature laterali della testata. Verifica della saldature corrispondente di tipo II classe a T o completa penetrazione.

13 RELAZIONE DI CALCOLO - CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il progetto delle armature, la verifica delle tensioni di lavoro dei materiali e del terreno.

13.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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. G.U. 42 del 20/02/2018 con Supplemento Ordinario n. 8.

Per il calcolo delle strutture in oggetto si adotteranno i criteri della Geotecnica e della Scienza delle Costruzioni.

13.2 CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno, valutata secondo *Brinch-Hansen*:

$$q_{lim} = q\ N_q\ Y_q\ i_q\ d_q\ b_q\ g_q\ s_q + c\ N_c\ Y_c\ i_c\ d_c\ b_c\ g_c\ s_c + \frac{1}{2}\ G\ B'\ N_g\ Y_g\ i_g\ b_g\ s_g$$

dove

Caratteristiche geometriche della fondazione:

q = *carico sul piano di fondazione*
B = *lato minore della fondazione*
L = *lato maggiore della fondazione*
D = *profondità della fondazione*
α = *inclinazione base della fondazione*
G = p*eso specifico del terreno*
B' = *larghezza di fondazione ridotta = B - 2 eB*
L' = *lunghezza di fondazione ridotta = L - 2 eL*

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

H = *risultante delle forze orizzontali*
N = *risultante delle forze verticali*
eB = *eccentricità del carico verticale lungo B*
eL = *eccentricità del carico verticale lungo L*
FhB = *forza orizzontale lungo B*
FhL = *forza orizzontale lungo L*

Caratteristiche del terreno di fondazione:

β = *inclinazione terreno a valle*
c = cu = *coesione non drenata (condizioni U)*
c = c' = *coesione drenata (condizioni D)*
Γ = *peso specifico apparente (condizioni U)*
Γ = Γ' = *peso specifico sommerso (condizioni D)*
ϕ = 0 = *angolo di attrito interno (condizioni U)*
ϕ = ϕ' = *angolo di attrito interno (condizioni D)*

Fattori di capacità portante:

$Nq = \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})\exp(\pi + \tan\phi)$ (*Prandtl-Caquot-Meyerhof*)

$Ng = 2(Nq + 1)\tan\phi$ (*Vesic*)

$Nc = \frac{Nq - 1}{\tan\phi}$ in condizioni D (*Reissner-Meyerhof*)

$Nc = 5{,}14$ in condizioni U

Indici di rigidezza (condizioni D):

$Ir = \frac{G}{c' + q' \tan\phi}$ = indice di rigidezza

q' = pressione litostatica efficace alla profondità $D + \frac{B}{2}$

$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ = modulo elastico tangenziale

E = modulo elastico normale

μ =coefficiente di *Poisson*

$Icr = \frac{1}{2}\exp\left[\frac{3{,}3 - 0{,}45\frac{B}{L}}{\tan(45 - \frac{\phi'}{2})}\right]$ = indice di rigidezza critico

Coefficienti di punzonamento (*Vesic*):

$Yq = Yg = \exp\left[\left(0{,}6\frac{B}{L} - 4{,}4\right)\tan\phi' + \frac{3{,}07\sin\phi'\log(2Ir)}{1+\sin\phi'}\right]$ in condizioni drenate, per Ir ≤ Icr

$Yc = Yq - \frac{1 - Yq}{Nq \times \tan\phi'}$

Coefficienti di inclinazione del carico (*Vesic*):

$ig = \left(\frac{1-H}{N + B \times L \times c' \times \cot ang\phi'}\right)^{m+1}$

$iq = \left(\frac{1-H}{N + B \times L \times c' \times \cot\phi'}\right)^{m}$

$ic = iq - \frac{1 - iq}{Nc \times \tan\phi'}$ in condizioni D

$ic = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times cu \times Nc}$ in condizioni U

essendo:

$m = mB\cos^2\Theta + mL\sin^2\Theta$

$mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $\quad mL = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$ $\quad \Theta = \tan^{-1}\frac{Fh \times B}{Fh \times L}$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (*Brinch-Hansen*):

$dq = 1 + 2\tan\phi(1 - sin\phi)^2 \operatorname{arctg}\frac{D}{B'}$ per D > B’

$dq = 1 + 2\frac{D}{B'}\tan\phi(1 - sin\phi)^2$ per D ≤ B’

$dc = dq - \frac{1 - dq}{Nc \times \tan\phi}$ in condizioni D

$dc = 1 + 0{,}4 arc\tan\frac{D}{B'}$ per D > B’ in condizioni U

$dc = 1 + 0{,}4\frac{D}{B'}$ per D ≤ B’ in condizioni U

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$bg = \exp(-2{,}7\alpha \tan\phi)$$

$bc = bq = \exp(-2\alpha \tan\phi)$ in condizioni D

$bc = 1 - \frac{\alpha}{147}$ in condizioni U

$bq = 1$ in condizioni U)

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

$gc = gq = \sqrt{1 - 0{,}5\tan\beta}$ in condizioni D

$gc = 1 - \frac{\beta}{147}$ in condizioni U

$gq = 1$ in condizioni U

Coefficienti di forma (*De Beer*):

$$sg = 1 - 0{,}4\frac{B'}{L'}$$

$$sq = 1 + \frac{B'}{L'}\tan\phi$$

$$sc = 1 + \frac{B'}{L'}\frac{Nq}{Nc}$$

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati Khi e Igk, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico Khi e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. Nel caso in cui sia stato attivato il flag per tener conto degli effetti cinematici il valore Igk modifica invece il solo coefficiente Ng; il fattore Ng viene infatti moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.

13.3 CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SU PALI

a) Pali resistenti a compressione

Il carico ultimo del palo a compressione risulta:

Qlim = Qpunta + Qlater - Ppalo - Pattr_neg

Qpunta: RESISTENZA ALLA PUNTA

- In terreni coesivi in condizioni non drenate:

$$\text{Qpunta} = (Cup \times Nc + \sigma_v) \times Ap \times Rc$$

essendo

Cup = coesione non drenata terreno alla quota della punta
Nc = coeff. di capacità portante = 9
σ_v = tensione verticale totale in punta
Ap = area della punta del palo
Rc = coeff. di *Meyerhof* per le argille S/C
Rc = $\frac{D+1}{2D+1}$ per pali trivellati Rc = $\frac{D+0{,}5}{2D}$ per pali infissi
D = diametro del palo

- In terreni coesivi in condizioni drenate (secondo *Vesic*):

$$Qpunta = (\mu \times \sigma_v^{'} \times Nq + c' \times Nc) \times Ap$$

essendo

$$\mu = \frac{1 + 2(1 - sin\phi')}{3}$$

$$Nq = \frac{3}{3 - sin\phi'} \exp\left[\left(\left(\frac{\pi}{2} - \phi'\right)\tan\phi'\right)\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \times Irr^{\frac{4\sin\phi'}{3(1+\sin\phi')}}\right]$$

Irr = indice di rigidezza ridotta

Irr ≈ Ir = indice di rigidezza = $\frac{G}{c' + \sigma_v^{'} \tan\phi'}$

G = modulo elastico di taglio

$\sigma_v^{'}$ = tensione verticale efficace in punta

Nc = (Nq - 1) cot ϕ'

- In terreni incoerenti (secondo *Berezantzev*):

$$Qpunta = \sigma_v^{'} \times \alpha q \times Nq \times Ap$$

essendo

αq = coeff. di riduzione per effetto silos in funzione di L/D

Nq = calcolato con ϕ* secondo *Kishida*:

ϕ* = ϕ' – 3°	per pali trivellati
ϕ* = (ϕ' + 40°) /2	per pali infissi

L = lunghezza del palo

<u>Qlater: RESISTENZA LATERALE</u>

- In terreni coesivi in condizioni non drenate:

$$Qlater = \alpha \times Cum \times As$$

essendo

Cum = coesione non drenata media lungo lo strato

As = area della superficie laterale del palo

α = coeff. riduttivo in funzione delle modalità esecutive:

- per pali infissi:

α = 1	per Cu ≤ 25 kPa (0,25 kg/cm^2)
α = 1-0,011(Cu-25)	per 25 < Cu < 70 kPa
α = 0,5	per Cu ≥ 70 kPa (0,70 kg/cm^2)

- per pali trivellati:

α = 0,7	per Cu ≤ 25 kPa (0,25 kg/cm^2)
α = 0,7-0,008(Cu-25)	per 25 < Cu < 70 kPa
α = 0,35	per Cu ≥ 70 kPa (0,70 kg/cm^2)

- In terreni coesivi in condizioni drenate:

$$Qlater = (1 - sin\phi') \cdot \sigma_v^{'}(z) \cdot \mu \cdot As$$

essendo

$\sigma_v^{'}(z)$ = tensione verticale efficace lungo il fusto del palo

μ = coefficiente di attrito:

μ = tan ϕ'	per pali trivellati
μ = tan (3/4·ϕ')	per pali infissi prefabbricati

- In terreni incoerenti:

$$Qlater = K \cdot \sigma_v'(z) \cdot \mu \cdot As$$

essendo

$\sigma_v'(z)$ = tensione verticale efficace lungo il fusto del palo

K = coefficiente di spinta:

K = (1 - sin ϕ')	per pali trivellati
K = 1	per pali infissi

μ = coefficiente di attrito:

μ = tanϕ'	per pali trivellati
μ = tan(3/4·ϕ')	per pali infissi prefabbricati

Pp: PESO DEL PALO

Pattr_neg: CARICO DA ATTRITO NEGATIVO

Pattr_neg = 0	in terreni coesivi in condizioni non drenate
Pattr_neg = $As \times \beta \times \sigma_m'$	in terreni incoerenti o coesivi in condizioni drenate

essendo

β = coeff. di *Lambe*

σ_m' = pressione verticale efficace media lungo lo strato deformabile

Il carico ammissibile risulta pari a:

$$Qamm = \left(\frac{Qpunta}{\mu_P} + \frac{Qlater - Ppalo - Pattr\_neg}{\mu_L} \right) \times Eg$$

dove:

μ_P = coefficiente di sicurezza del palo per resistenza di punta (≥ 3)

μ_L = coefficiente di sicurezza del palo per resistenza laterale (≥ 2,5)

Eg = coefficiente di efficienza dei pali in gruppo:

- in terreni coesivi:

a) per plinti rettangolari (secondo *Converse-La Barre*):

$$Eg = 1 - arc\tan\frac{D}{i} \cdot \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

con

m = numero delle file dei pali nel gruppo

n = numero di pali per ciascuna fila

i = interasse fra i pali

b) per plinti triangolari (secondo *Barla*):

$$Eg = 1 - arc\tan\frac{D}{i} \cdot 7.05E - 03$$

c) per plinti rettangolari a cinque pali (secondo *Barla*):

$$Eg = 1 - arc\tan\frac{D}{i} \cdot 10.85E - 03$$

- in terreni incoerenti:

Eg = 1 per pali infissi
Eg = 2/3 per pali trivellati

b) Pali resistenti a trazione

- Il carico ultimo del palo a trazione vale:

$$Qlim = Qlater + Ppalo$$

- Il carico ammissibile risulta invece pari a:

$$Qamm = Qlim / \mu L$$

13.4 CAPACITÀ PORTANTE DELLE PLATEE

La verifica agli S.L.U. delle platee di fondazione risulta particolarmente difficoltosa poiché tali fondazioni spesso hanno forme non rettangolari e pertanto non è possibile valutarne la capacità portante attraverso le classiche formule della geotecnica.

Per potere valutare la portanza delle platee si è quindi implementato un tipo di verifica in cui la fondazione viene modellata per intero (potendo essere costituita, nella forma più generale, da travi rovesce, plinti, pali e platee).
In particolare, gli elementi strutturali vengono modellati in campo elastico lineare, mentre il terreno viene modellato come un letto di molle:

a) lineari elastiche e non reagenti a trazione per le platee;
b) molle non lineari elasto-plastiche non reagenti a trazione per le travi *Winkler* ed i plinti diretti.

Per le molle elastiche delle platee viene calcolato anche il limite elastico, al fine di bloccare il calcolo del moltiplicatore dei carichi qualora venga raggiunto tale limite.

Il legame di tipo elastico reagente a sola compressione è ottenuto utilizzando come rigidezza all'origine la costante di *Winkler* del terreno. Il modello così ottenuto è in grado di tenere in conto dell'eterogeneità del terreno in maniera puntuale. Su tale modello viene quindi condotta un'analisi non lineare a controllo di forza immettendo le forze agenti sulla fondazione.

Il calcolo viene interrotto quando le molle delle platee attingono al loro limite elastico o qualora venga raggiunto uno stato di incipiente formazione di cerniere plastiche nelle travi *Winkler*. In corrispondenza a tali eventi viene calcolato il moltiplicatore dei carichi.

13.5 CALCOLO DEI CEDIMENTI

Il calcolo viene eseguito sulla base della conoscenza delle tensioni nel sottosuolo.

$$\mu = \int \frac{\sigma(z)}{E} dz$$

essendo

E = modulo elastico o edometrico
$\sigma(z)$ = tensione verticale nel sottosuolo dovuta all'incremento di carico q

La distribuzione delle tensioni verticali viene valutata secondo l'espressione di *Steinbrenner*, considerando la pressione agente uniformemente su una superficie rettangolare di dimensioni B e L:

$$\sigma(z) = \frac{q}{4\pi}\left[\frac{2\times M\times N\times\sqrt{V}\times(V+1)}{V(V+V1)} + \left|arc\tan\frac{2\times M\times N\times\sqrt{V}}{V-V1}\right|\right]$$

con:

$M = B / z$
$N = L / z$
$V = M^2 + N^2 + 1$
$V1 = (M \times N)^2$

13.6 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018 7.11.5.3.1)

La verifica consiste nel controllare che la componente permanente degli spostamenti indotti dal sisma sia compatibile con la prestazione SLD della sovrastruttura.
Per determinare gli spostamenti permanenti post-sisma nel terreno si effettua una analisi non lineare del sistema fondazione-terreno modellando il terreno con un sistema di molle con legame costitutivo P-Y di tipo iperbolico, mediante le seguenti formule:

$$p(u) = \frac{u}{\frac{1}{E_s} + \frac{u}{p_u}}$$

essendo:

- p(u) : pressione di contatto
- u: cedimento non lineare
- Es: rigidezza tangente all'origine del terreno valutato come ue/p ovvero come rapporto del cedimento elastico istantaneo e la pressione di contatto che lo provoca
- pu: pressione ultima del terreno valutato per i valori caratteristici del terreno

Lo spostamento permanente sarà quindi lo spostamento complessivo depurato della parte reversibile elastica:

$$u_r = u(p) - \frac{p}{E_s}$$

Tali spostamenti permanenti si determinano quindi come segue:

- si implementa il sistema fondazione + terreno non lineare secondo il modello sopra descritto;
- si esegue il calcolo non lineare del sistema fondazione-terreno imponendo i carichi dello SLD;
- si portano a zero i carichi esterni e si valutano gli spostamenti residui (che sono appunto i cedimenti permanenti SLD cercati).

La verifica di compatibilità degli spostamenti viene quindi effettuata dal progettista in funzione delle caratteristiche della struttura e delle prestazioni assegnate ovvero utilizzando un riferimento tecnico riconosciuto dalla NTC 2018 quali UNI EN 2007, FEMA 27X, Circolari applicative, linee guida, etc…

14 SOFTWARE UTILIZZATI E TIPO DI ELABORATORE

14.1 SOFTWARE UTILIZZATO

CDSWin - versione full rel.2018 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).

14.2 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

14.3 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.

14.4 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.

14.5 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.

15 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI

Nel presente paragrafo si riportano sinteticamente i risultati dei risultati dei calcoli effettuati. Per maggiori dettagli si rimanda agli specifici tabulati di calcolo allegati alla presente relazione, in cui è riportata per ogni manufatto la rappresentazione sintetica dei risultati ottenuti ai sensi del Cap. 10.2 delle N.T.C. 2018.

15.1.1 Scaricatori di piena

15.1.1.1 Scaricatore di piena al nodo F – SF1

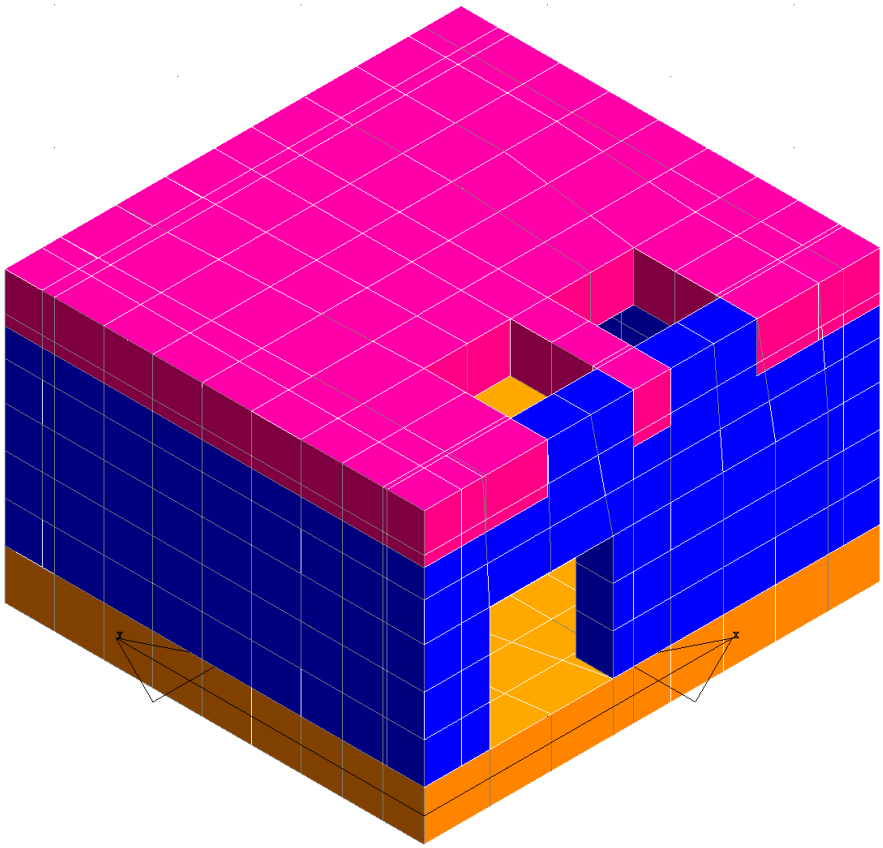


Figura 48 – Vista modello di calcolo scaricatore di piena al nodo F – SF1

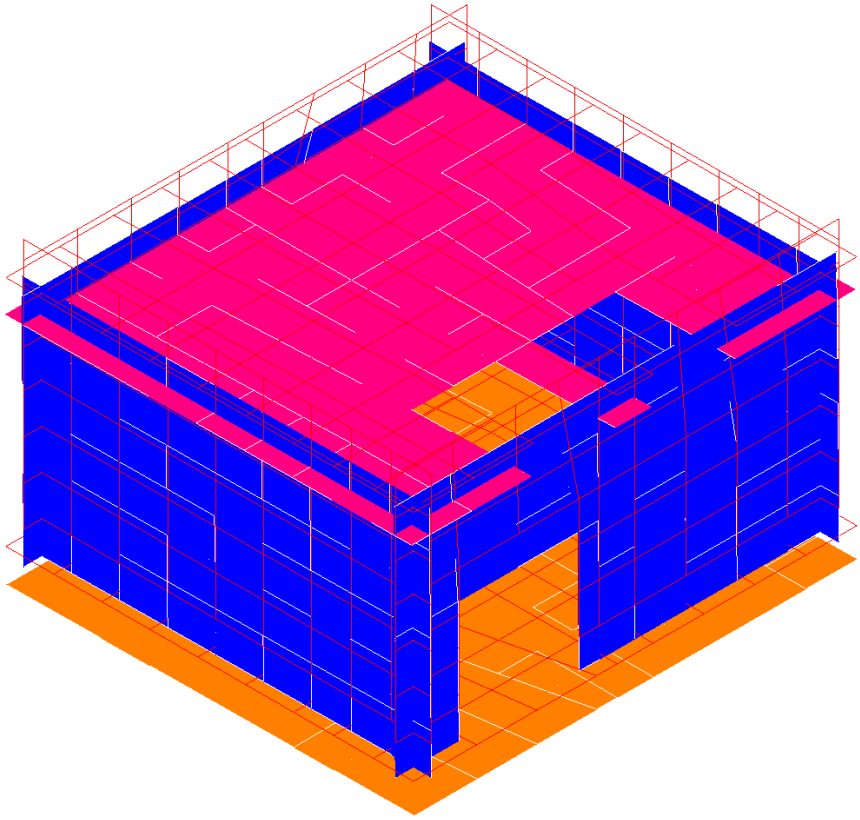


Figura 49 – Deformate

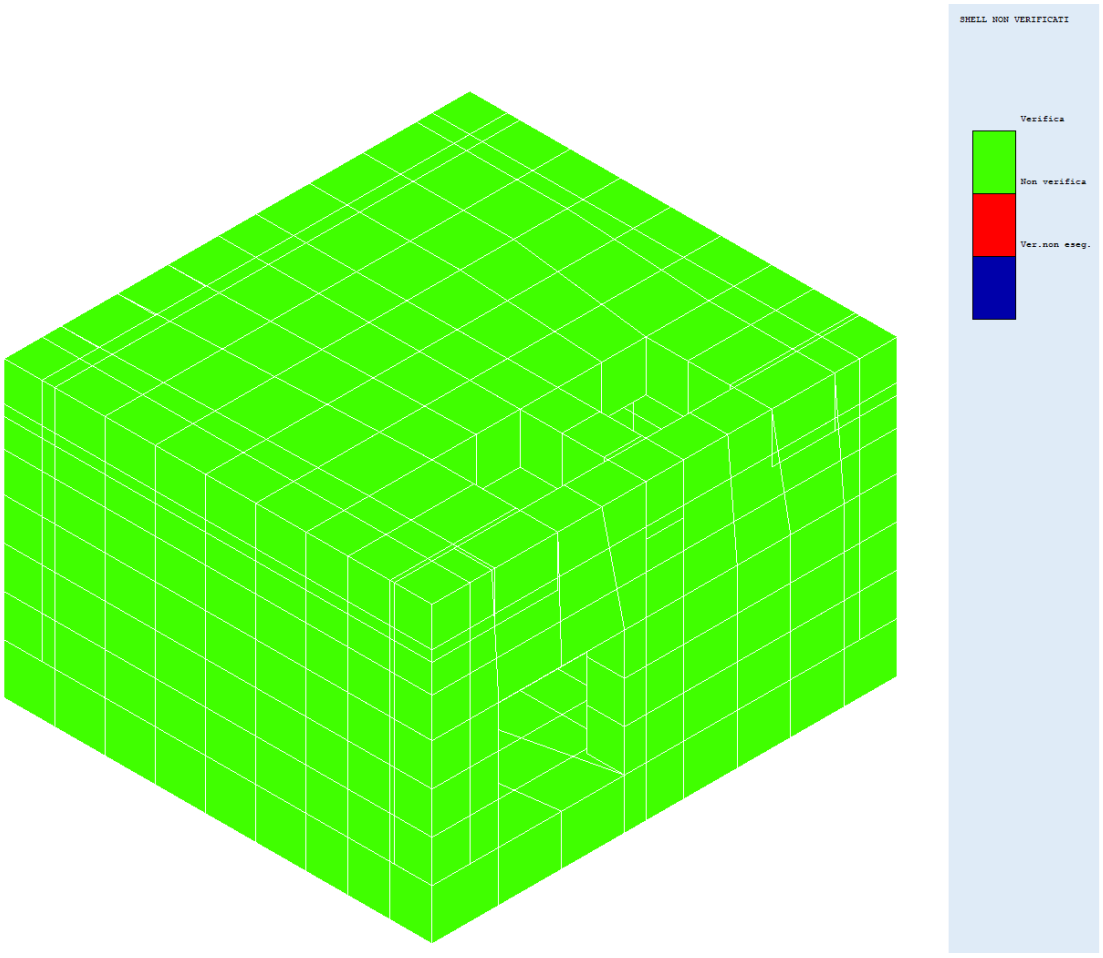


Figura 50 – Esito verifiche

15.1.1.2 Scaricatore di piena al nodo E55 – SF2

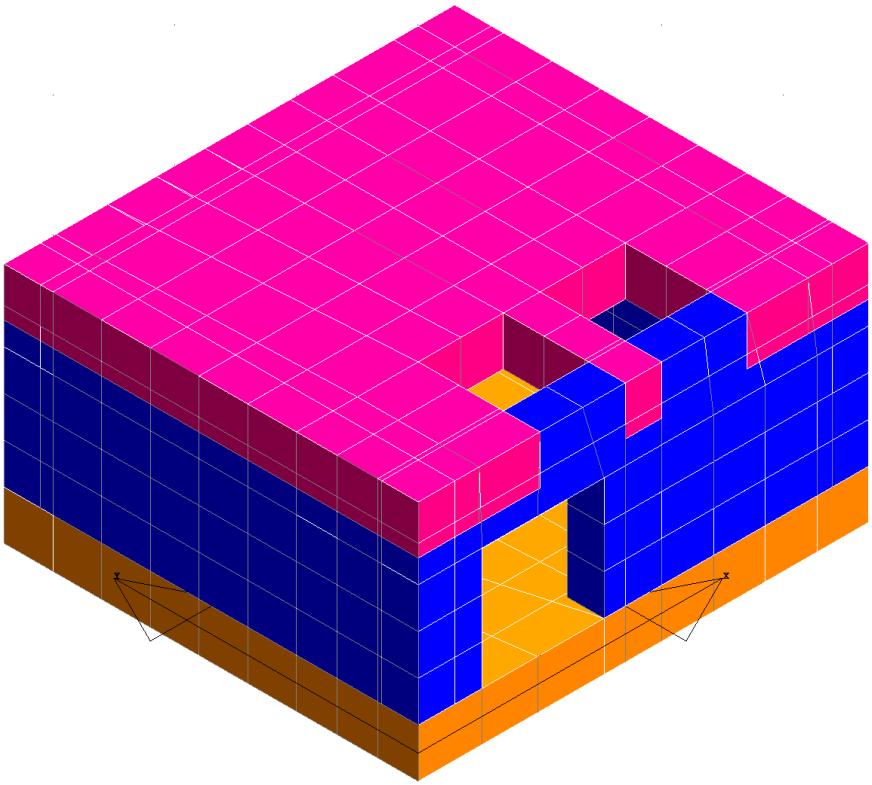


Figura 51 – Vista modello di calcolo scaricatore di piena al nodo E55 – SF2

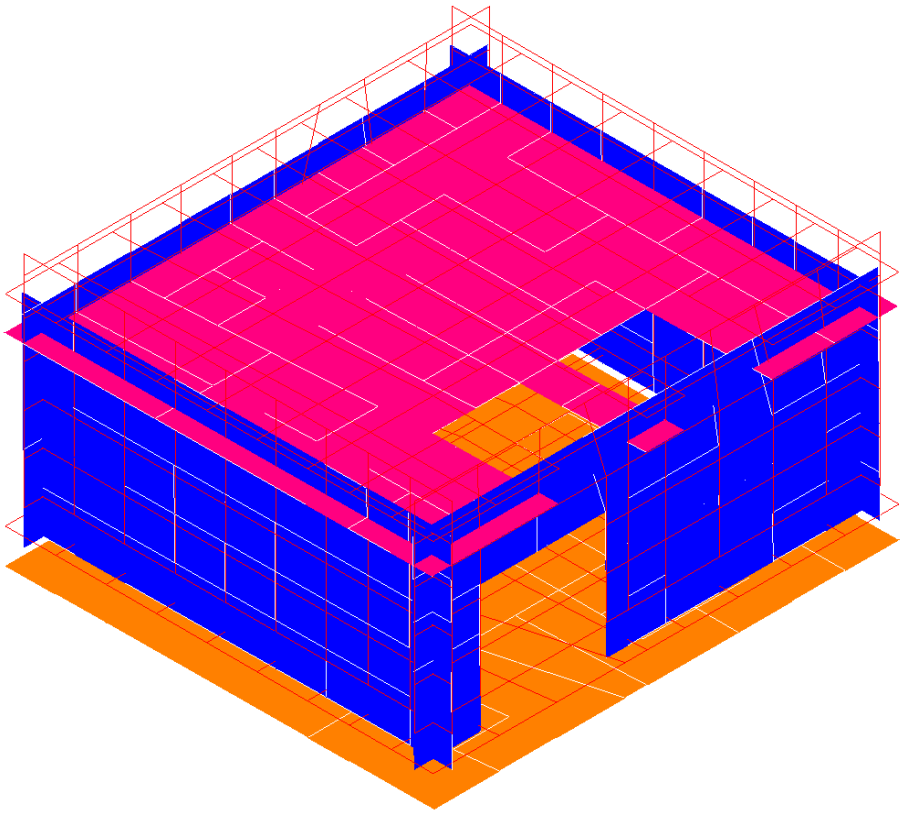


Figura 52 – Deformate

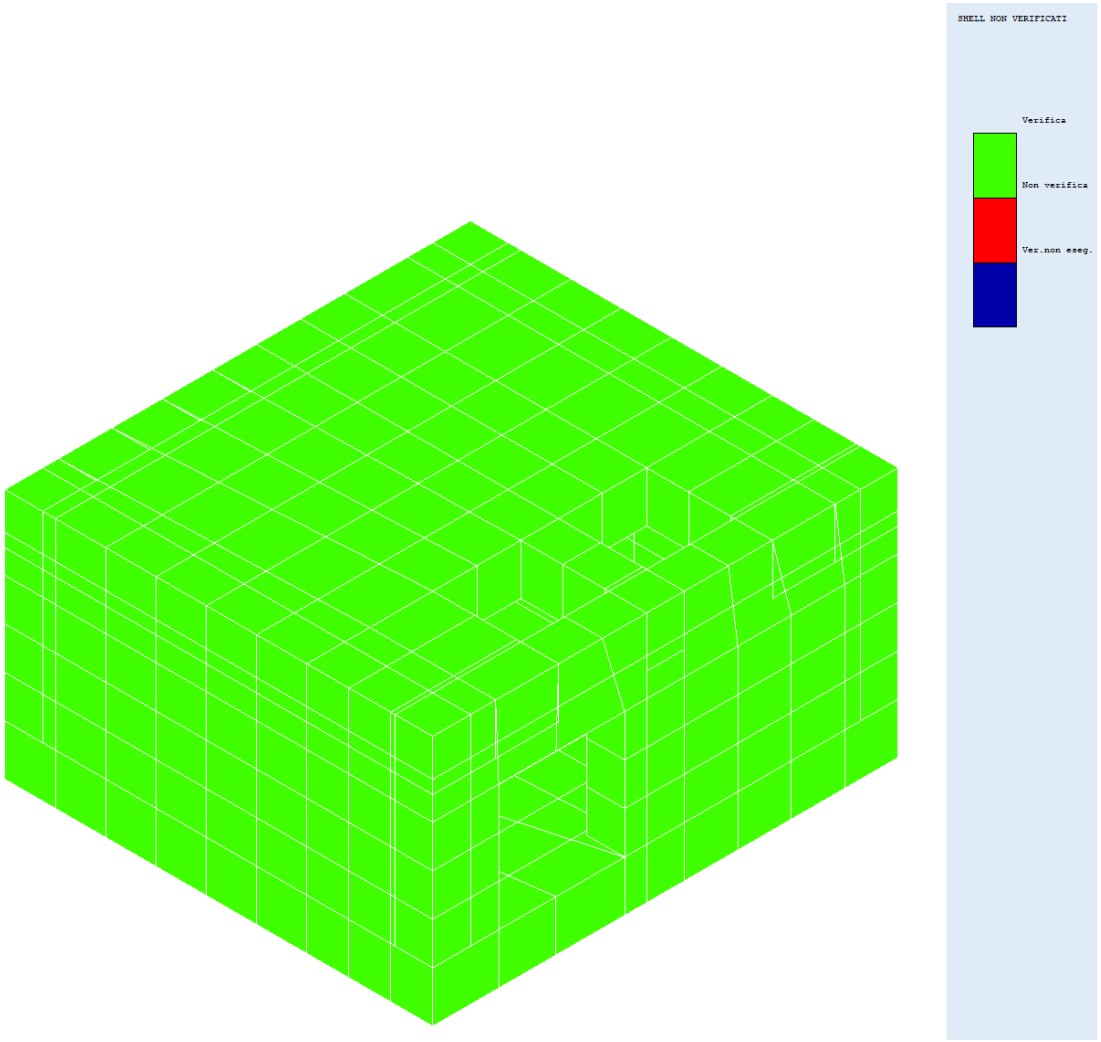


Figura 53 – Esito verifiche

15.1.1.3 Scaricatore di piena al nodo O – SF3

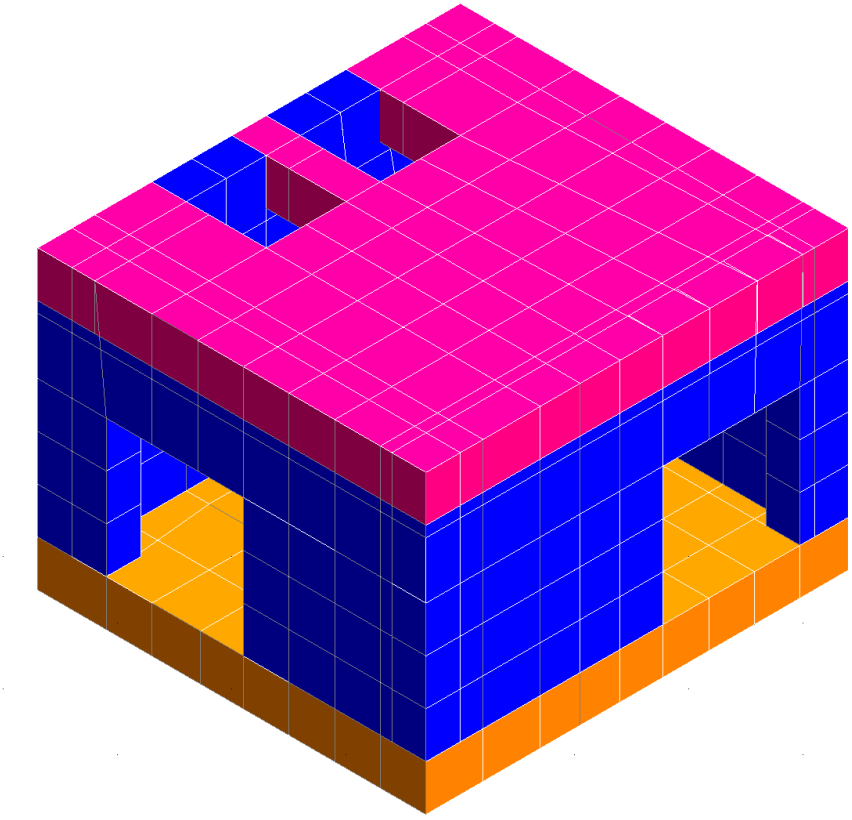


Figura 54 – Vista modello di calcolo scaricatore di piena al nodo O – SF3

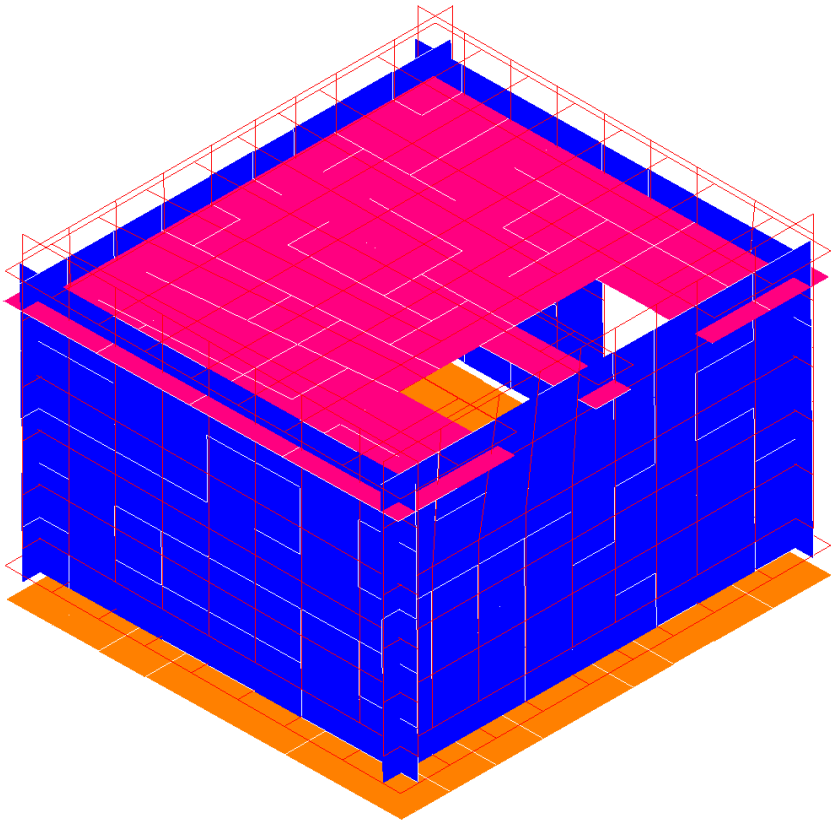


Figura 55 – Deformate

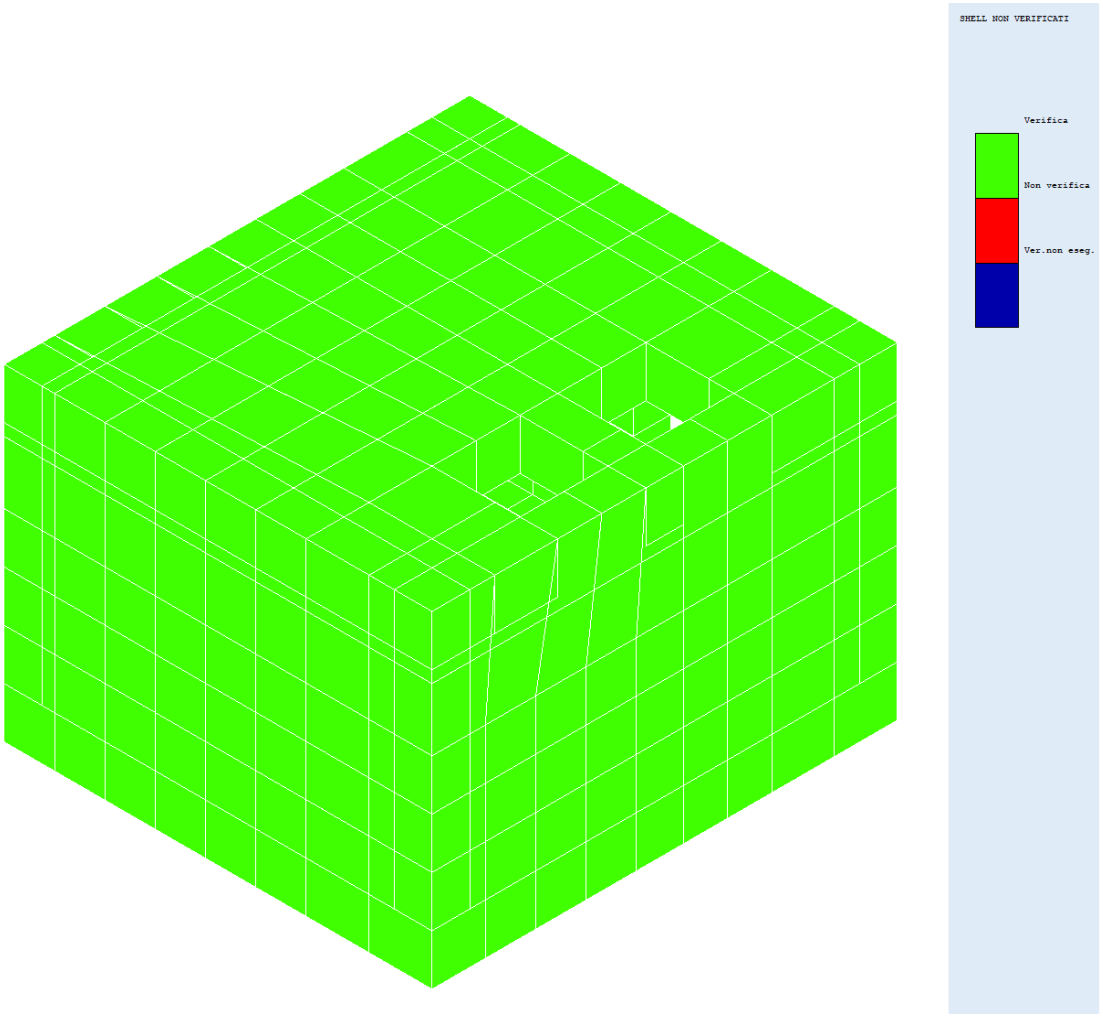


Figura 56 – Esito verifiche

15.1.1.4 Scaricatore di piena al nodo V – SF4

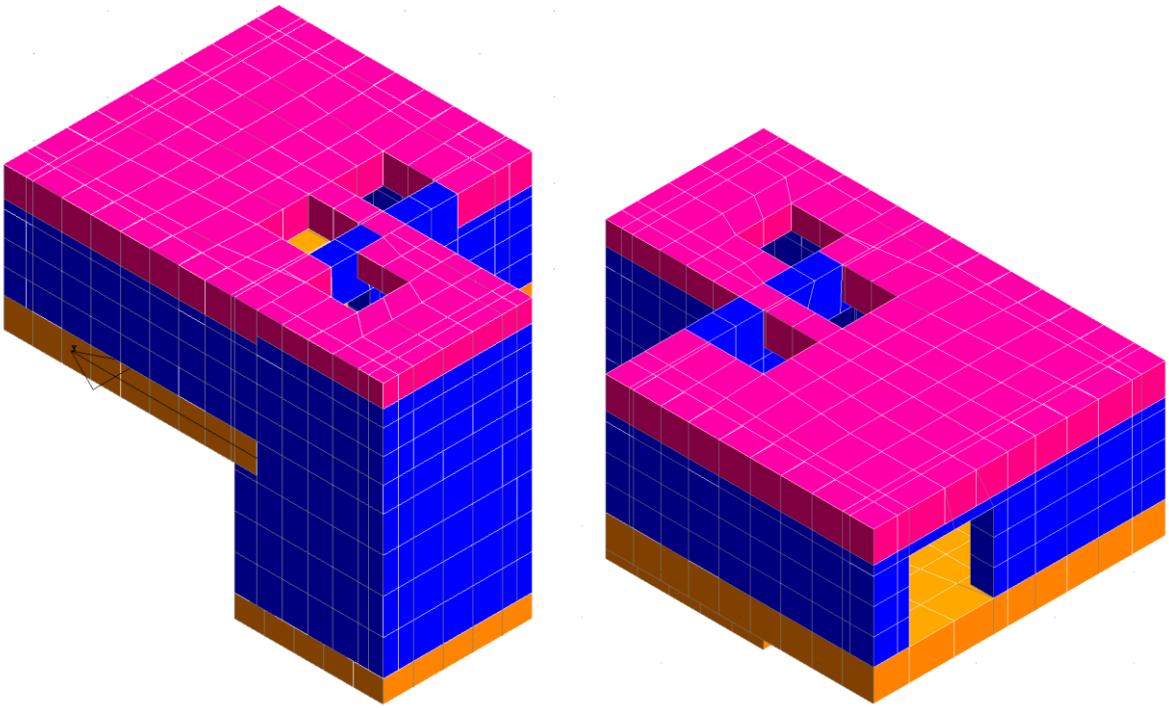


Figura 57 – Viste modello di calcolo scaricatore di piena al nodo V – SF4

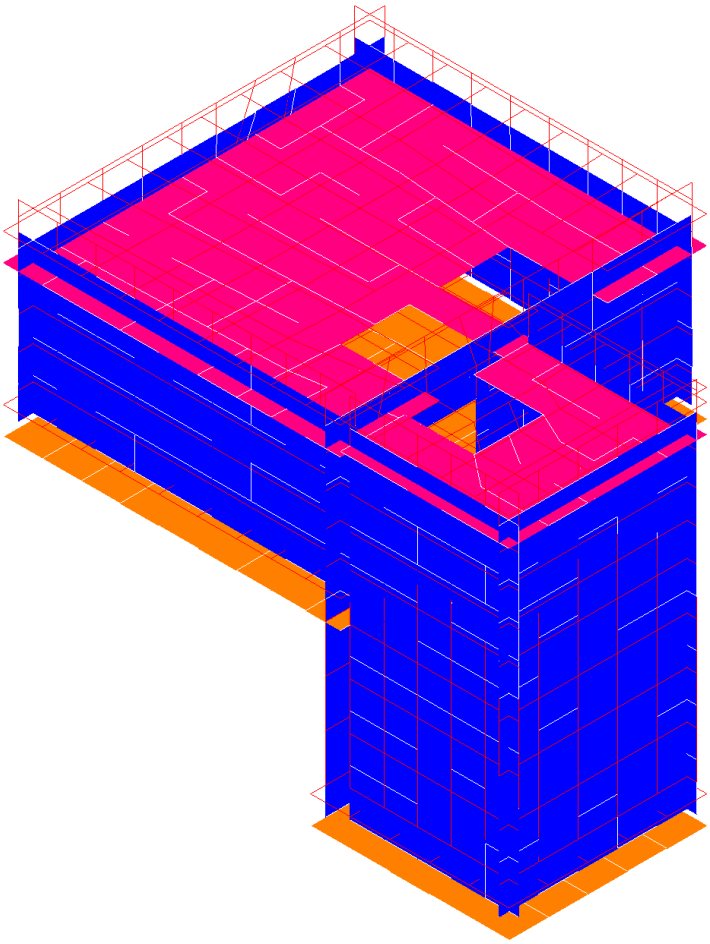


Figura 58 – Deformate

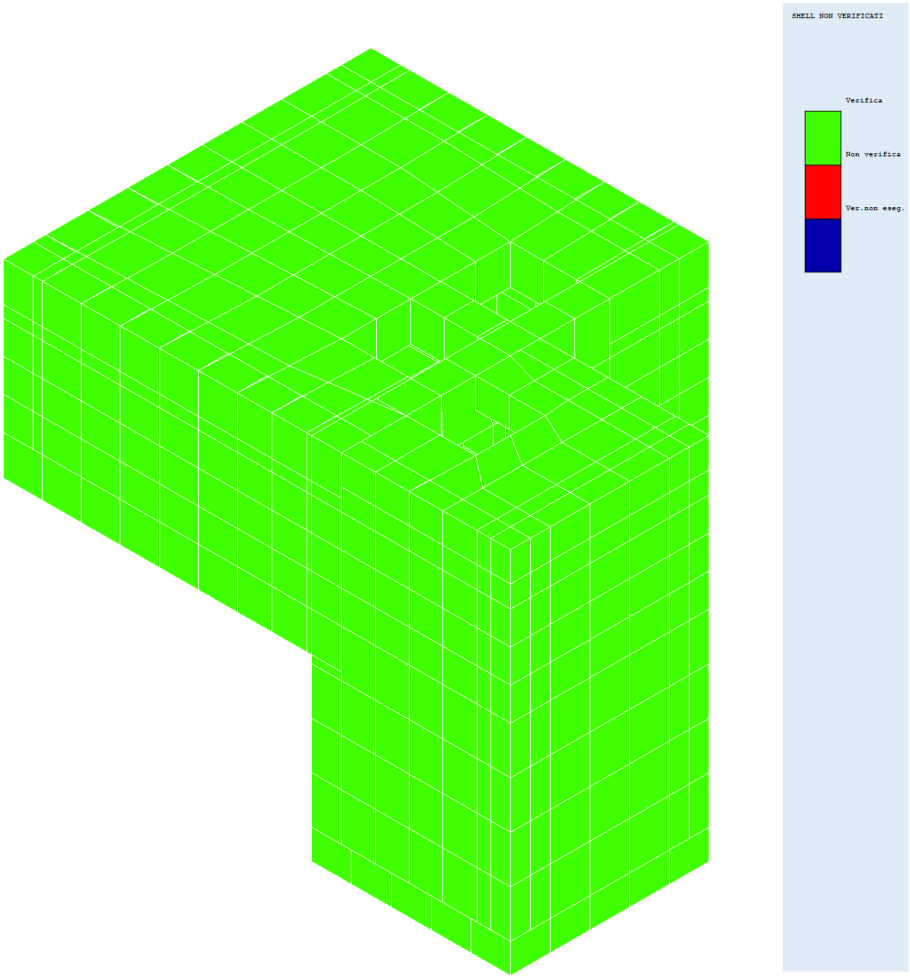


Figura 59 – Esito verifiche

15.1.1.5 Scaricatore di piena al nodo K – SF5

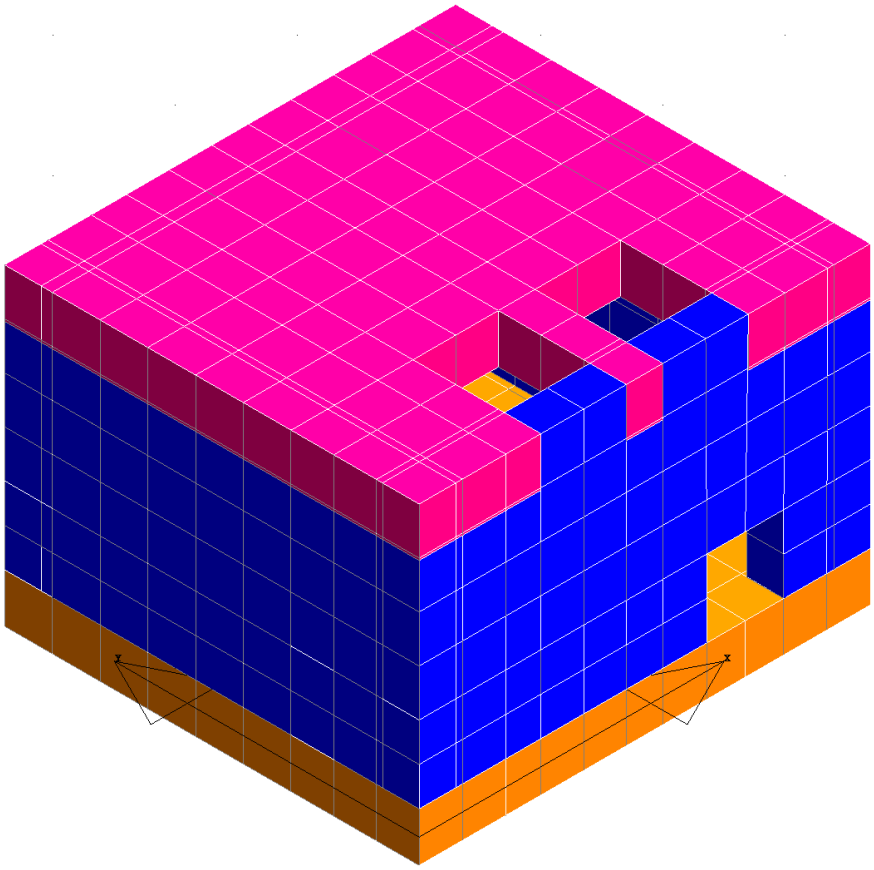


Figura 60 – Vista modello di calcolo scaricatore di piena al nodo K – SF5

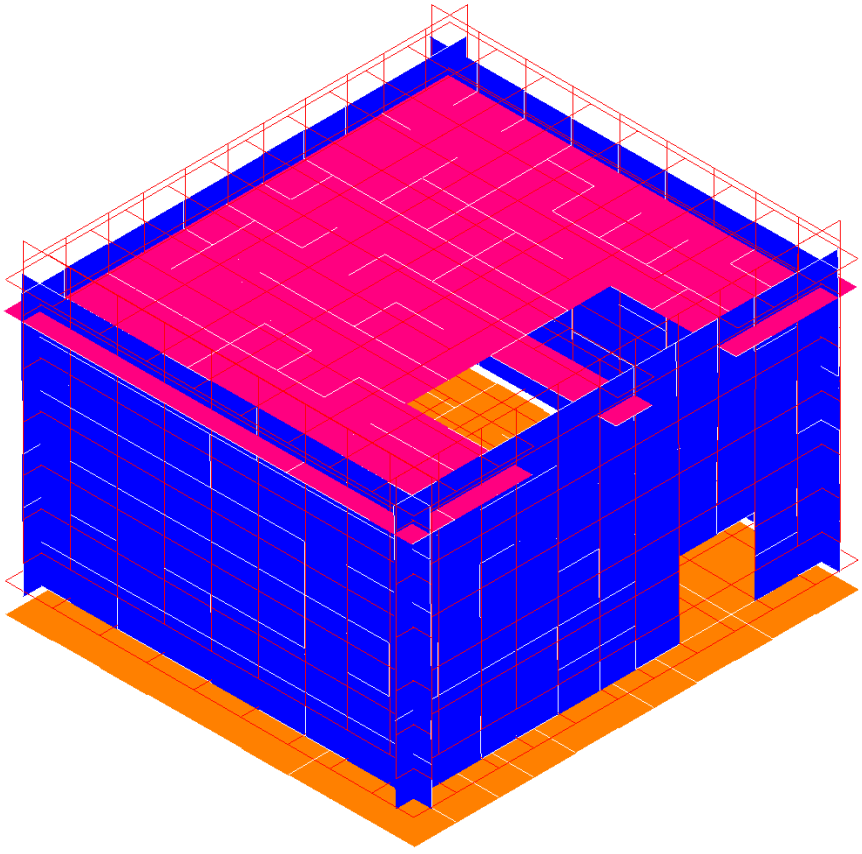


Figura 61 – Deformate

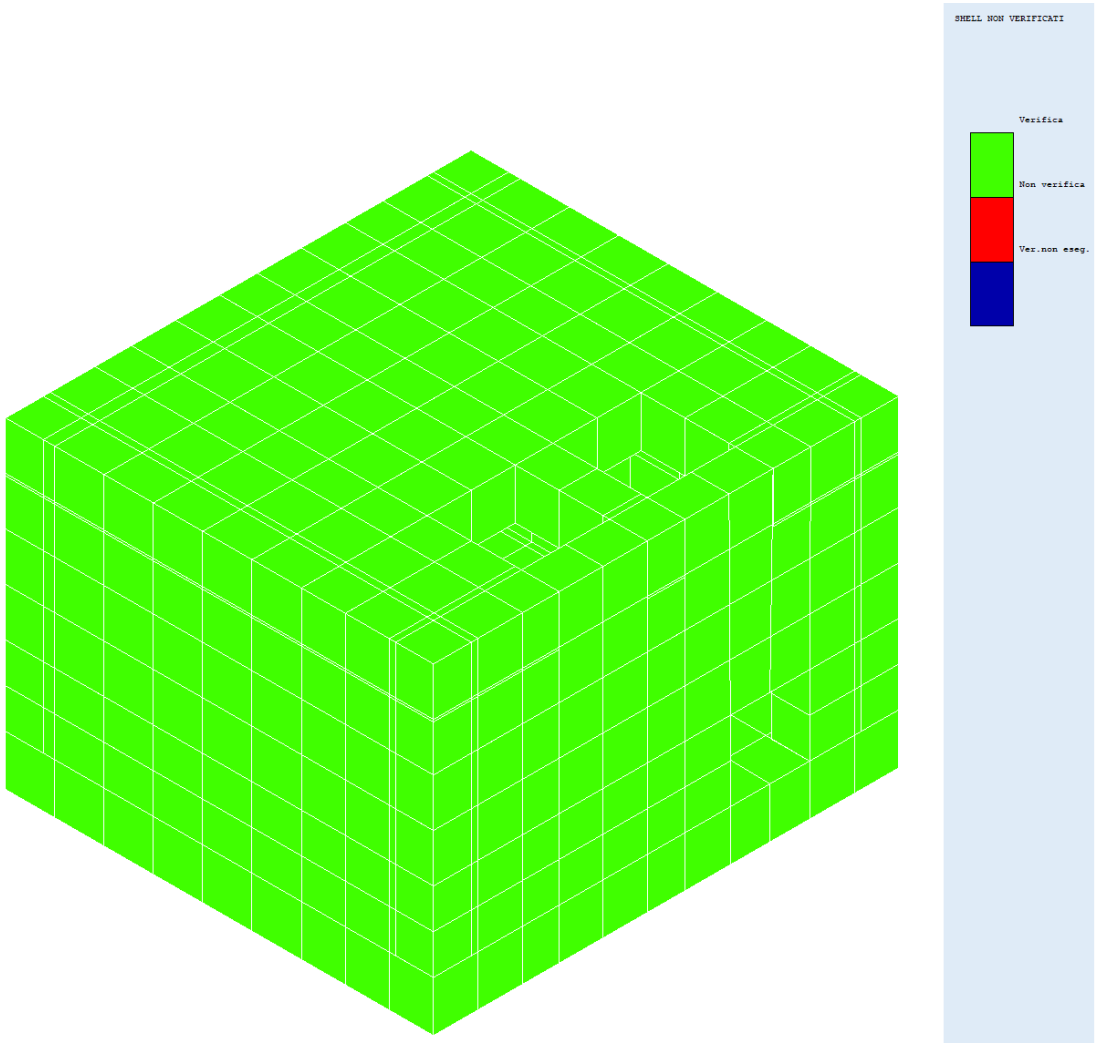


Figura 62 – Esito verifiche

15.1.2 Manufatto di sbocco

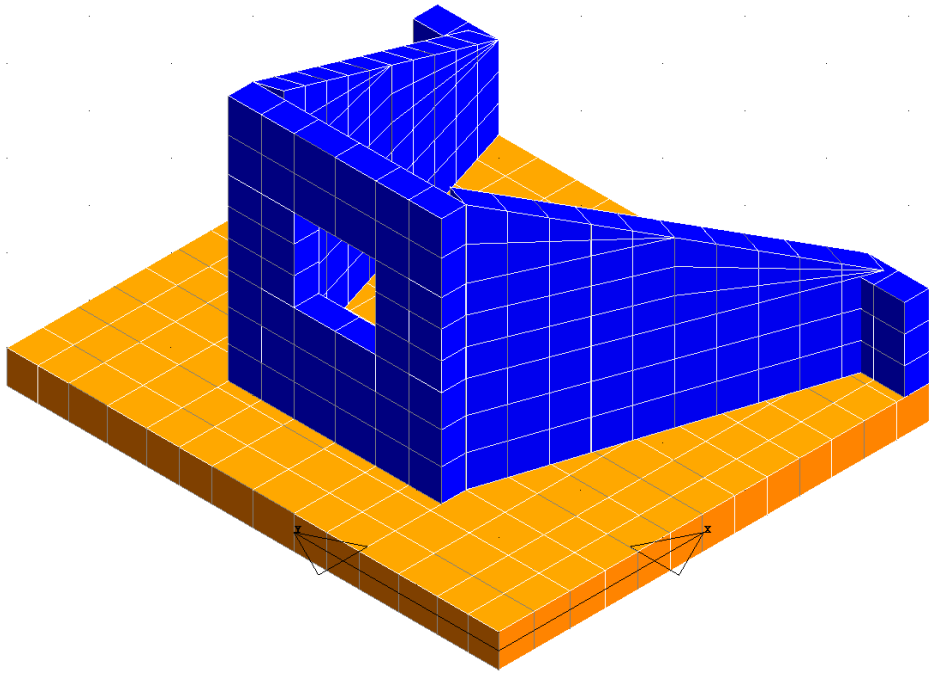


Figura 63 – Vista modello di calcolo manufatto di sbocco

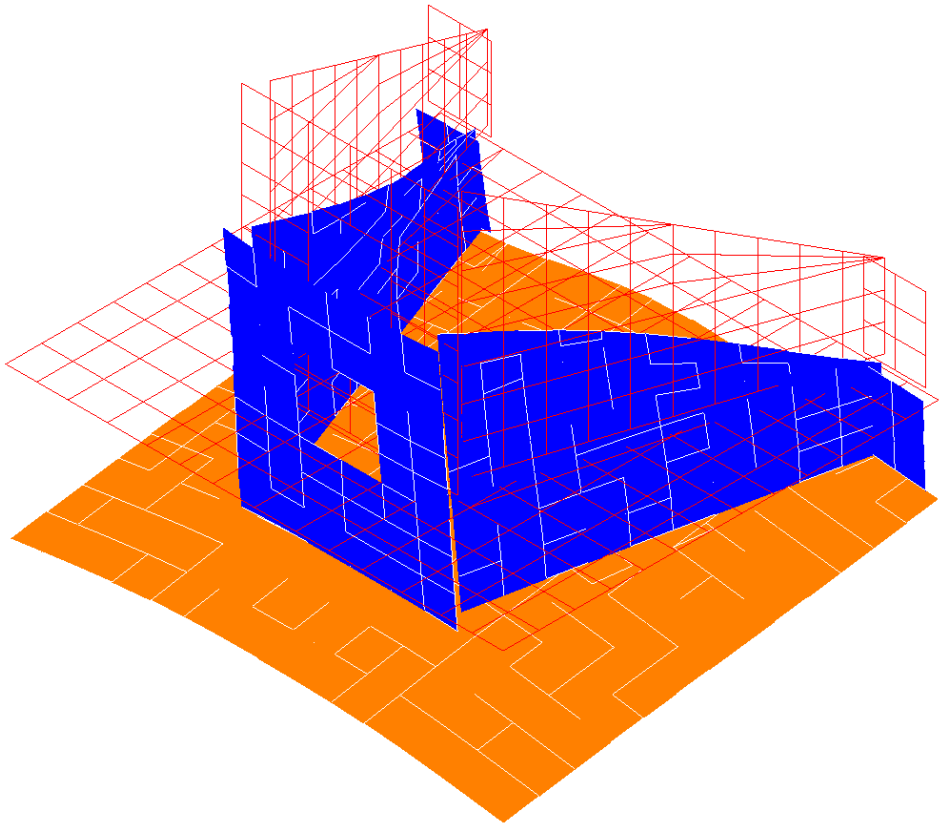


Figura 64 – Deformate

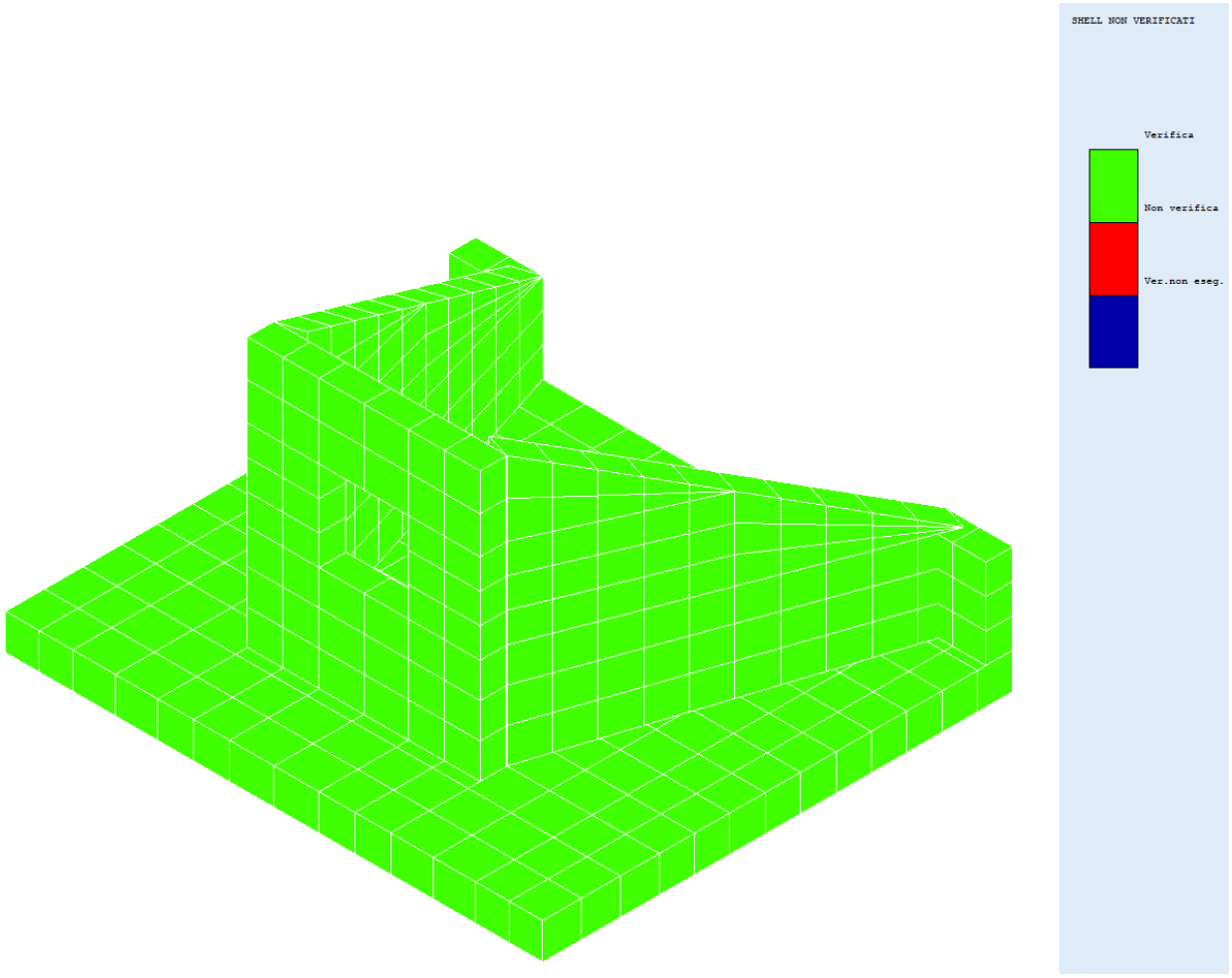
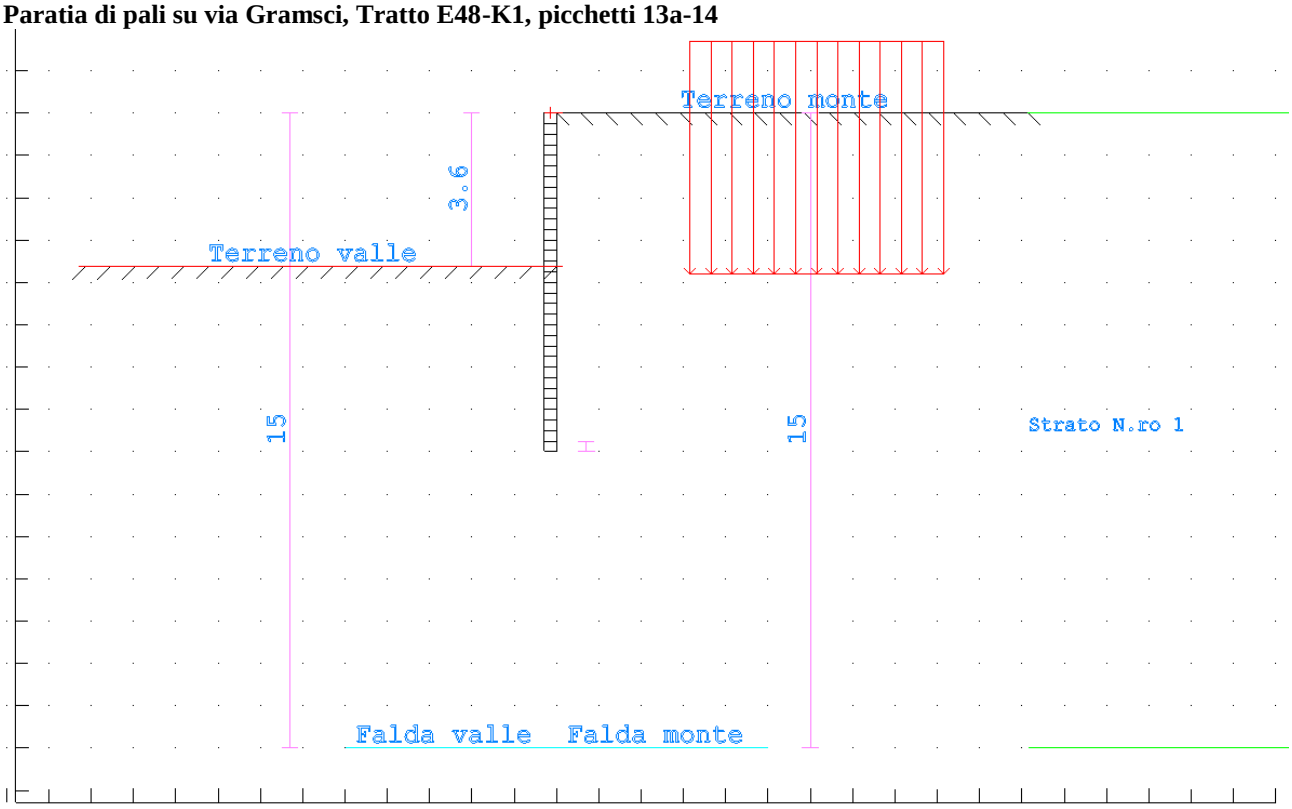


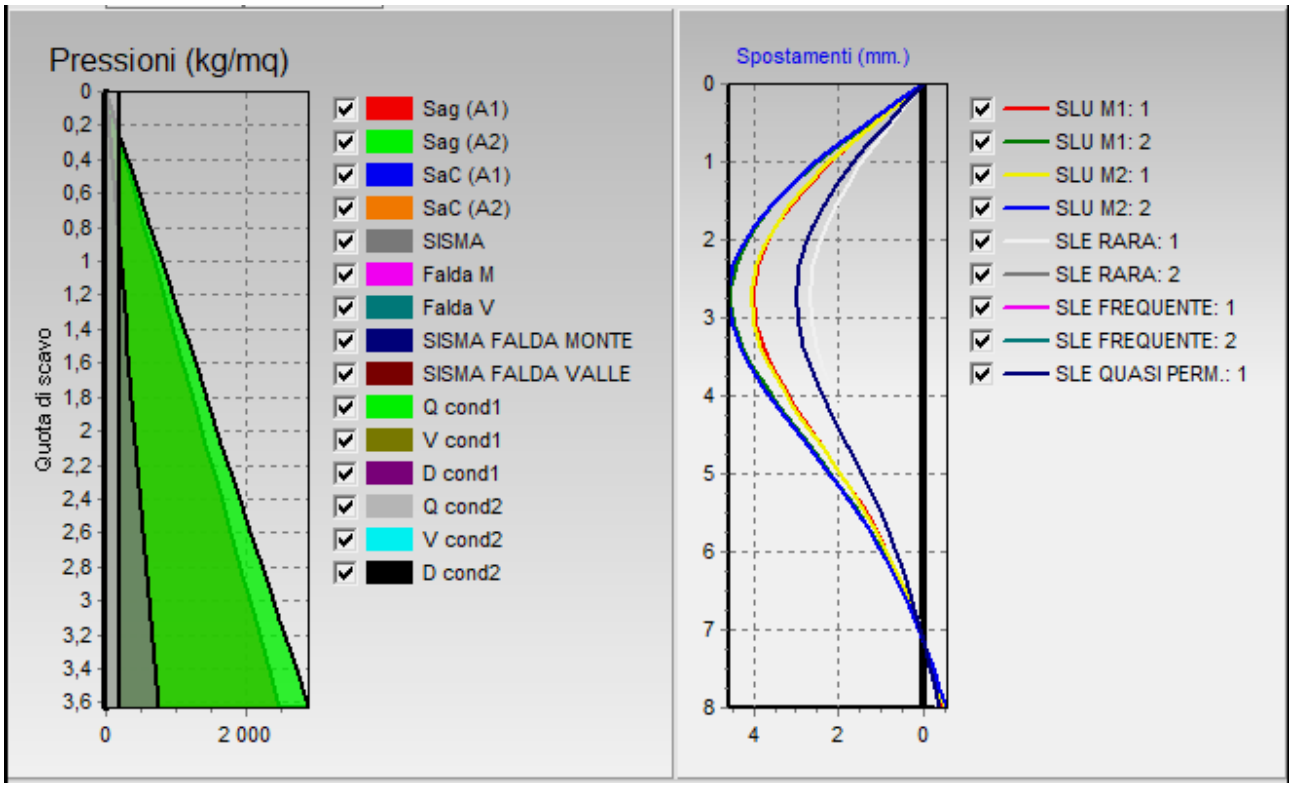
Figura 65 – Esito verifiche

15.1.3 Paratie di pali a sostegno dello scavo per la posa di tubazioni

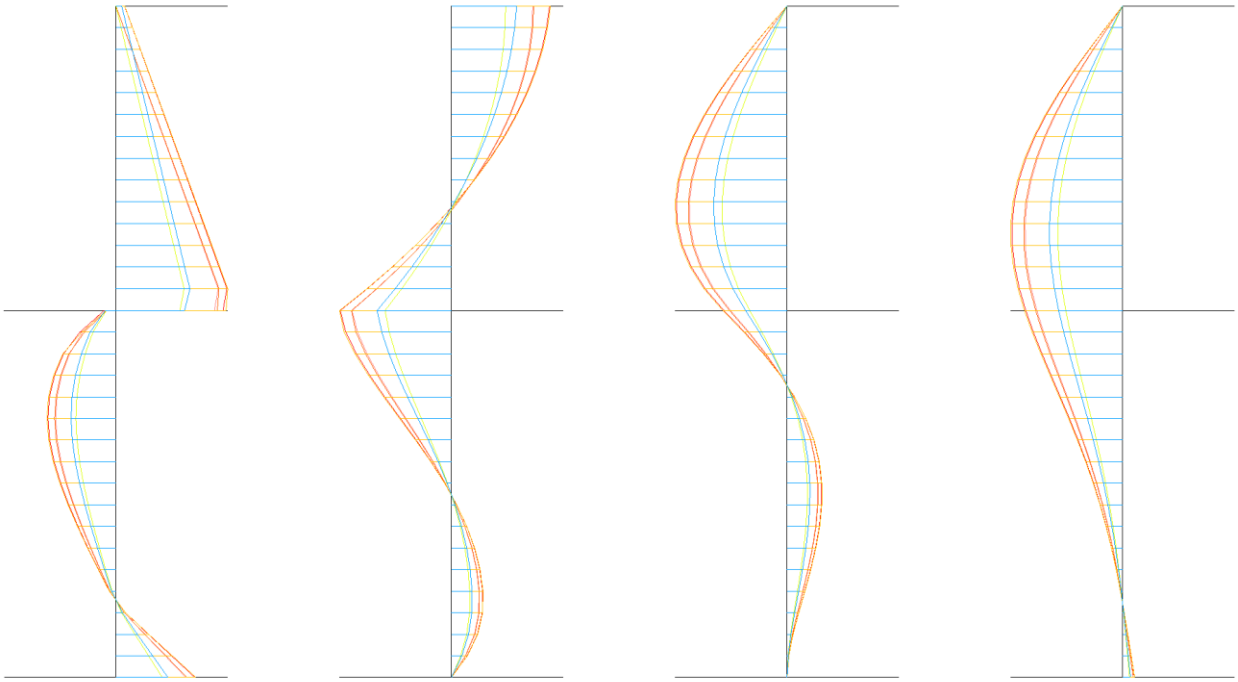
15.1.3.1 Paratia di pali via Gramsci-via Mazzini (picch. 13a-16*)

Paratia di pali su via Gramsci, Tratto E48-K1, picchetti 13a-14





DIAGRAMMI PRESSIONI E SOLLECITAZIONI PARATIA



Pmax= 3769.865 Tmax= 4169.715 Mmax= 5617.488 Smax= 5.06

VERIFICHE DI SICUREZZA

R I S U L T A T I D I C A L C O L O	
Momento flettente massimo [kg•m/m]	5617
Quota di momento flettente massimo [m]	2,33
Spostamento a fondo scavo [mm]	4,44
Scarto finale della analisi non lineare (E-04)	0
Convergenza analisi non lineare	SODDISFATTA
Infissione analisi non lineare	SUFFICIENTE
Coefficiente di sicurezza dell' infissione Moltiplicatore di collasso dei carichi	3,4000 10,0000

VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE PARATIA

RISULTATI DELLE VERIFICHE DI PORTANZA					
Numero Analisi	Sf.Norm. (kg)	Port.Pun (kg)	Port.Lat (Kg)	Port.Tot (kg)	STATUS
1	-2121	3072	8755	11827	VER

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo di Analisi	Comb. N.ro	Volume (mc)	DistMax (m)	Ced.x=0 mm	Ced.1/4 mm	Ced.2/4 mm	Ced.3/4 mm
SLU M1	1	0,017	4,61	15,1	8,5	3,8	0,9
SLU M1	2	0,020	4,61	17,1	9,6	4,3	1,1
SLU M2	1	0,018	4,61	15,3	8,6	3,8	1,0
SLU M2	2	0,020	4,61	17,3	9,8	4,3	1,1
RARA	1	0,012	4,61	10,0	5,6	2,5	0,6
RARA	2	0,013	4,61	11,3	6,4	2,8	0,7
FREQ.	1	0,013	4,61	11,3	6,4	2,8	0,7
FREQ.	2	0,013	4,61	11,3	6,4	2,8	0,7
PERM.	1	0,013	4,61	11,3	6,4	2,8	0,7

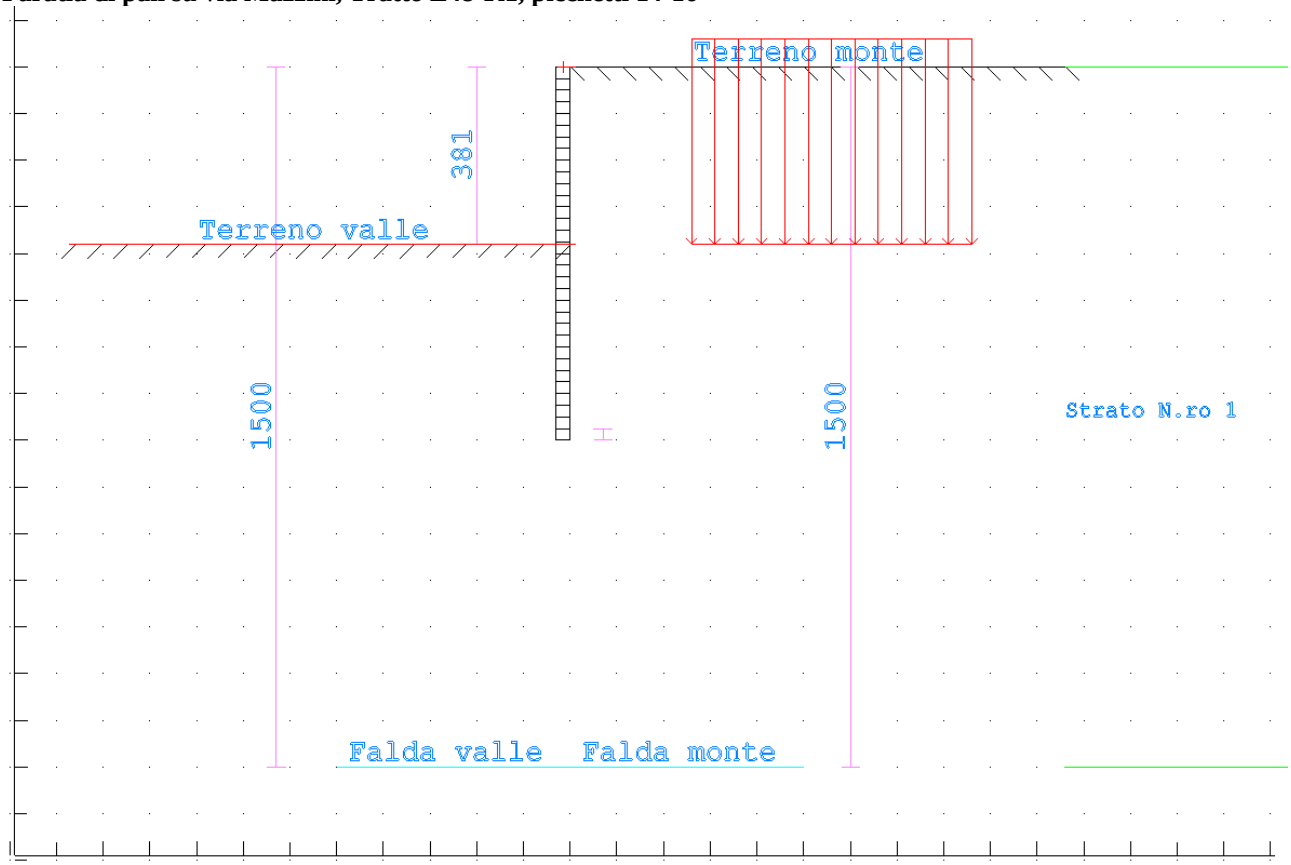
VERIFICHE S.L.E.

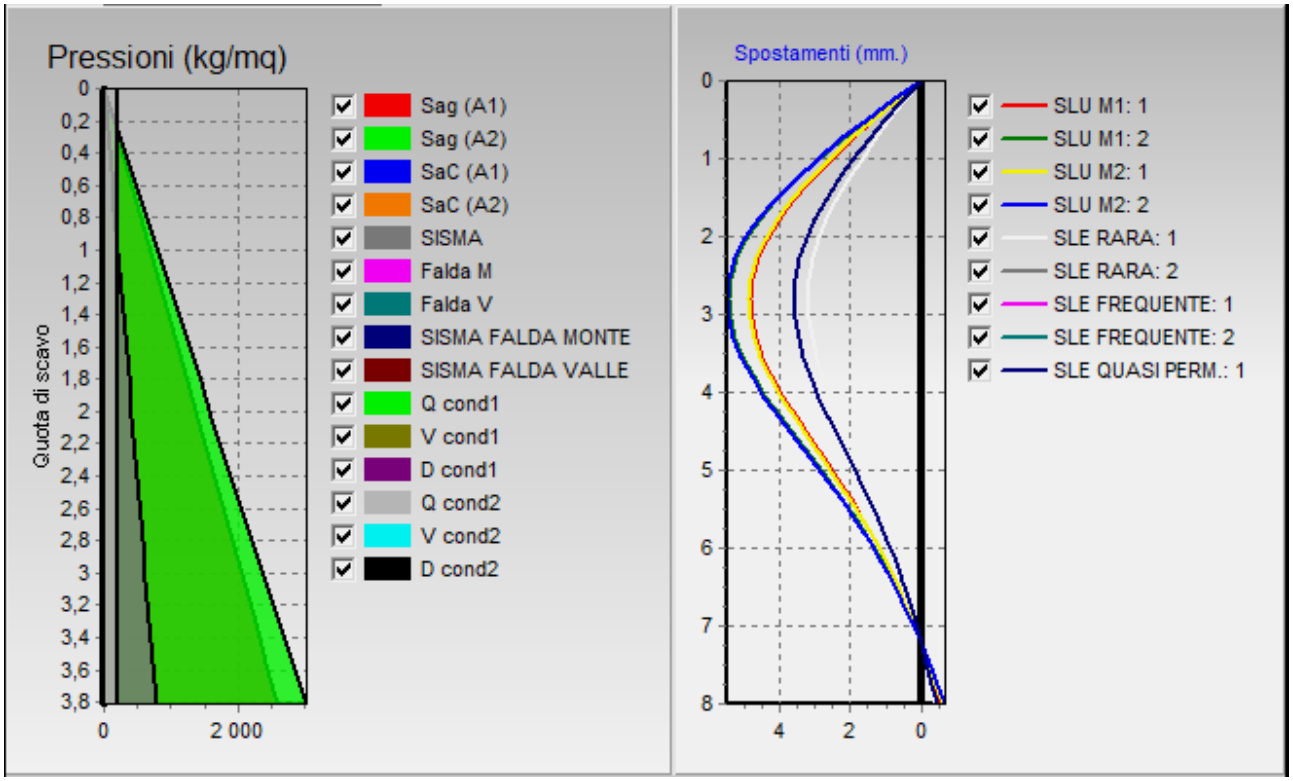
F E S S U R A Z I O N E P A R A T I A								
Tipo Comb	Cmb fes	Conc fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
Rara								
Freq						0,00	0,40	VERIFICA
Perm						0,00	0,30	VERIFICA

VERIFICHE S.L.E.

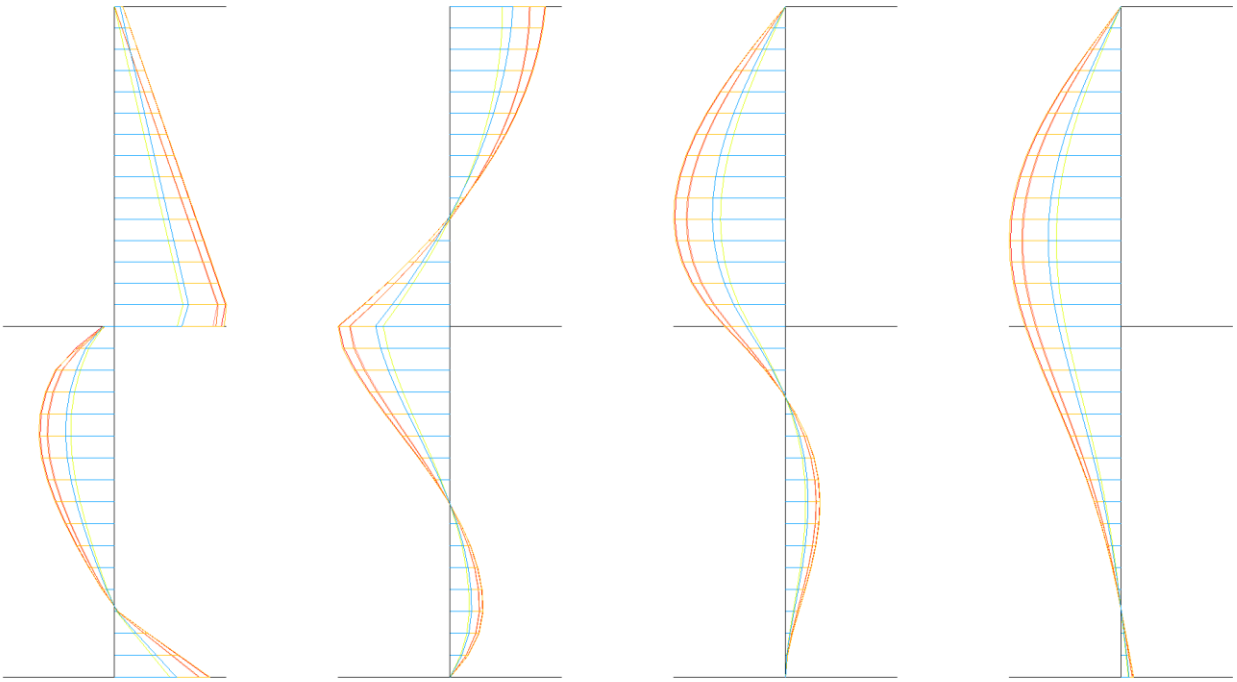
T E N S I O N I D I E S E R C I Z I O P A R A T I A													
Tipo Comb	Cmb σc	Conc σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc Lim Kg/cmq	Cmb σf	Conc σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf Lim Kg/cmq	Verifica
Rara	2	9	-634	1289	-63,0	150,0	2	9	-634	1289	747	3600	VERIFICA
Freq													
Perm	1	9	-634	1289	-63,0	112,0							VERIFICA

Paratia di pali su via Mazzini, Tratto E48-K1, picchetti 14-16*





DIAGRAMMI PRESSIONI E SOLLECITAZIONI PARATIA



VERIFICHE DI SICUREZZA

R I S U L T A T I D I C A L C O L O	
Momento flettente massimo [kg•m/m]	6301
Quota di momento flettente massimo [m]	2,54
Spostamento a fondo scavo [mm]	5,19
Scarto finale della analisi non lineare (E-04)	0
Convergenza analisi non lineare	SODDISFATTA
Infissione analisi non lineare	SUFFICIENTE
Coefficiente di sicurezza dell' infissione Moltiplicatore di collasso dei carichi	3,2000 9,0000

VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE PARATIA

RISULTATI DELLE VERIFICHE DI PORTANZA					
Numero Analisi	Sf.Norm. (kg)	Port.Pun (kg)	Port.Lat (Kg)	Port.Tot (kg)	STATUS
1	-2121	2947	8670	11616	VER

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo di Analisi	Comb. N.ro	Volume (mc)	DistMax (m)	Ced.x=0 mm	Ced.1/4 mm	Ced.2/4 mm	Ced.3/4 mm
SLU M1	1	0,021	4,60	18,6	10,4	4,6	1,2
SLU M1	2	0,024	4,60	20,9	11,8	5,2	1,3
SLU M2	1	0,022	4,60	18,8	10,6	4,7	1,2
SLU M2	2	0,024	4,60	21,2	11,9	5,3	1,3
RARA	1	0,014	4,60	12,2	6,9	3,1	0,8
RARA	2	0,016	4,60	13,8	7,7	3,4	0,9
FREQ.	1	0,016	4,60	13,8	7,7	3,4	0,9
FREQ.	2	0,016	4,60	13,8	7,7	3,4	0,9
PERM.	1	0,016	4,60	13,8	7,7	3,4	0,9

VERIFICHE S.L.E.

F E S S U R A Z I O N E P A R A T I A

Tipo Comb	Cmb fes	Conc fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
Rara								
Freq	1	10	-708	1443	156	0,07	0,40	VERIFICA
Perm	1	10	-708	1443	156	0,07	0,30	VERIFICA

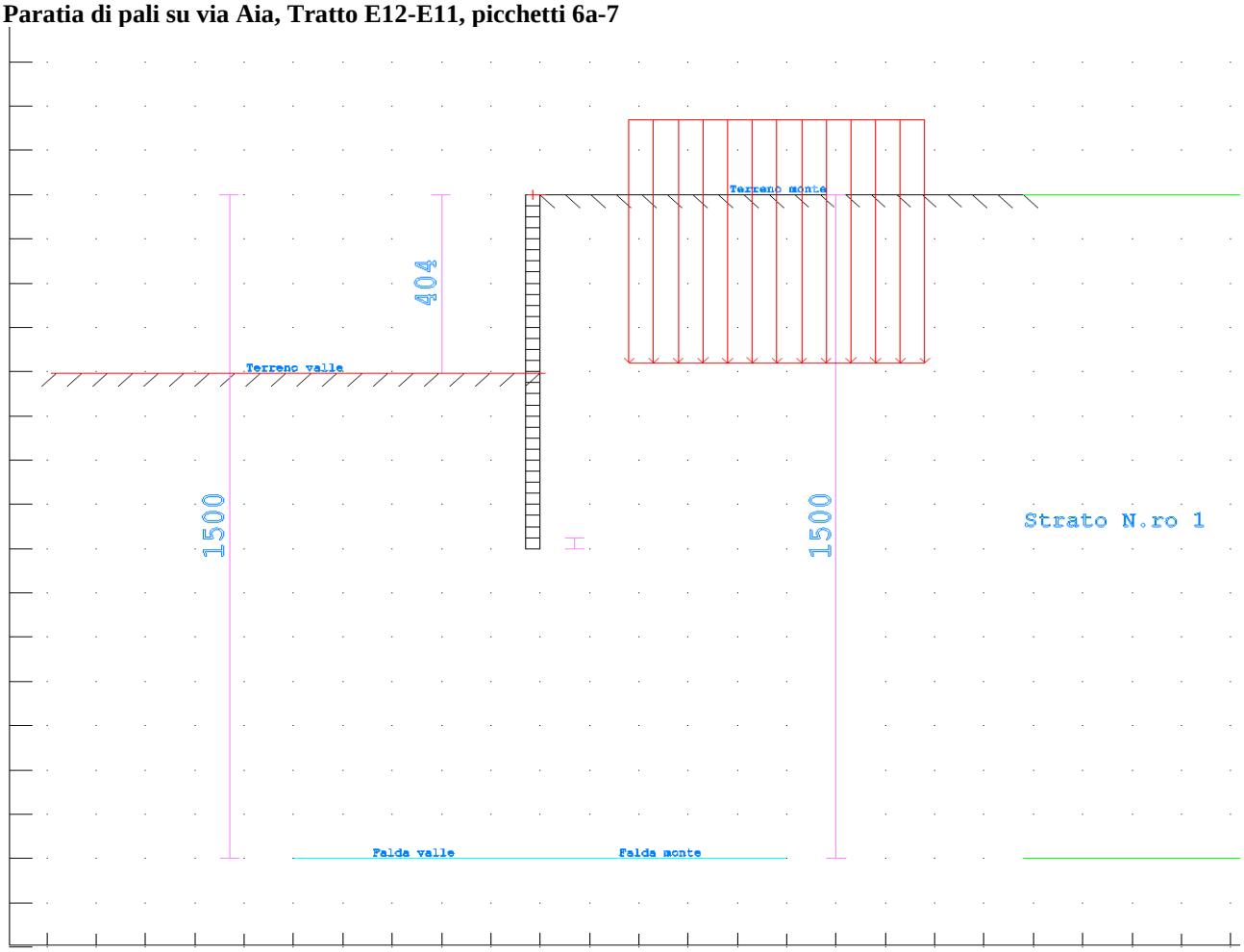
VERIFICHE S.L.E.

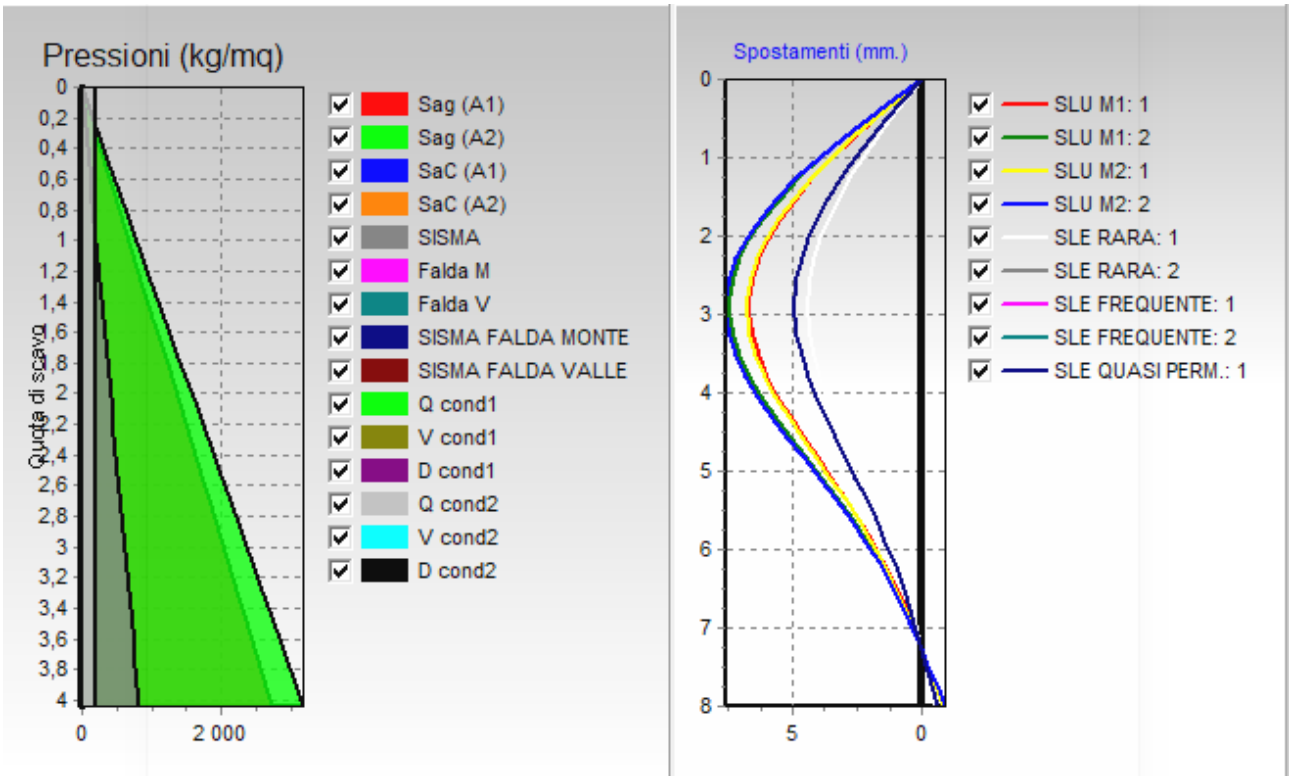
T E N S I O N I D I E S E R C I Z I O P A R A T I A

Tipo Comb	Cmb σc	Conc σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc Lim Kg/cmq	Cmb σf	Conc σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf Lim Kg/cmq	Verifica
Rara	2	10	-708	1443	-70,0	150,0	2	10	-708	1443	836	3600	VERIFICA
Freq													
Perm	1	10	-708	1443	-70,0	112,0							VERIFICA

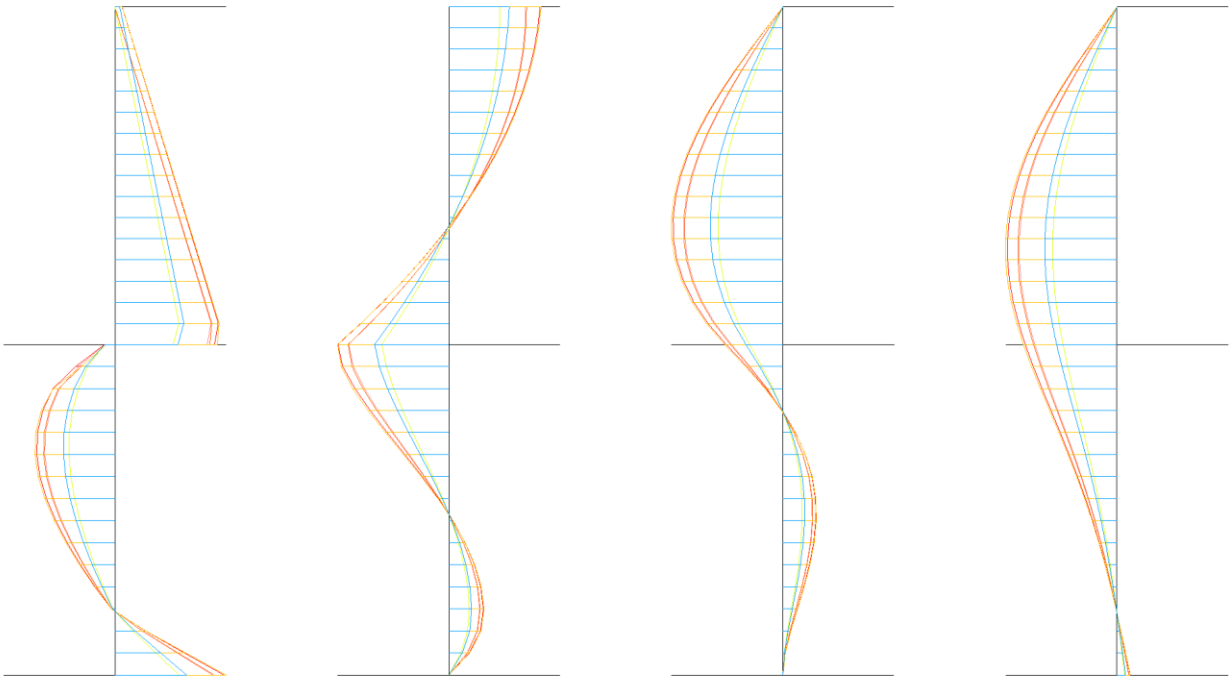
15.1.3.2 Paratia di pali via Aia-via Palmieri (picch. 6a-8)

Paratia di pali su via Aia, Tratto E12-E11, picchetti 6a-7





DIAGRAMMI PRESSIONI E SOLLECITAZIONI PARATIA



VERIFICHE DI SICUREZZA

R I S U L T A T I D I C A L C O L O	
Momento flettente massimo [kg•m/m]	7267
Quota di momento flettente massimo [m]	2,53
Spostamento a fondo scavo [mm]	6,34
Scarto finale della analisi non lineare (E-04)	0
Convergenza analisi non lineare	SODDISFATTA
Infissione analisi non lineare	SUFFICIENTE
Coefficiente di sicurezza dell' infissione Moltiplicatore di collasso dei carichi	2,5000 7,5000

VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE PARATIA

RISULTATI DELLE VERIFICHE DI PORTANZA					
Numero Analisi	Sf.Norm. (kg)	Port.Pun (kg)	Port.Lat (Kg)	Port.Tot (kg)	STATUS
1	-2121	2786	8639	11425	VER

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo di Analisi	Comb. N.ro	Volume (mc)	DistMax (m)	Ced.x=0 mm	Ced.1/4 mm	Ced.2/4 mm	Ced.3/4 mm
SLU M1	1	0,027	4,77	23,0	13,0	5,8	1,4
SLU M1	2	0,031	4,77	25,8	14,5	6,4	1,6
SLU M2	1	0,028	4,77	23,4	13,1	5,8	1,5
SLU M2	2	0,031	4,77	26,3	14,8	6,6	1,6
RARA	1	0,018	4,77	15,2	8,5	3,8	0,9
RARA	2	0,020	4,77	17,0	9,6	4,2	1,1
FREQ.	1	0,020	4,77	17,0	9,6	4,2	1,1
FREQ.	2	0,020	4,77	17,0	9,6	4,2	1,1
PERM.	1	0,020	4,77	17,0	9,6	4,2	1,1

VERIFICHE S.L.E.

F E S S U R A Z I O N E P A R A T I A

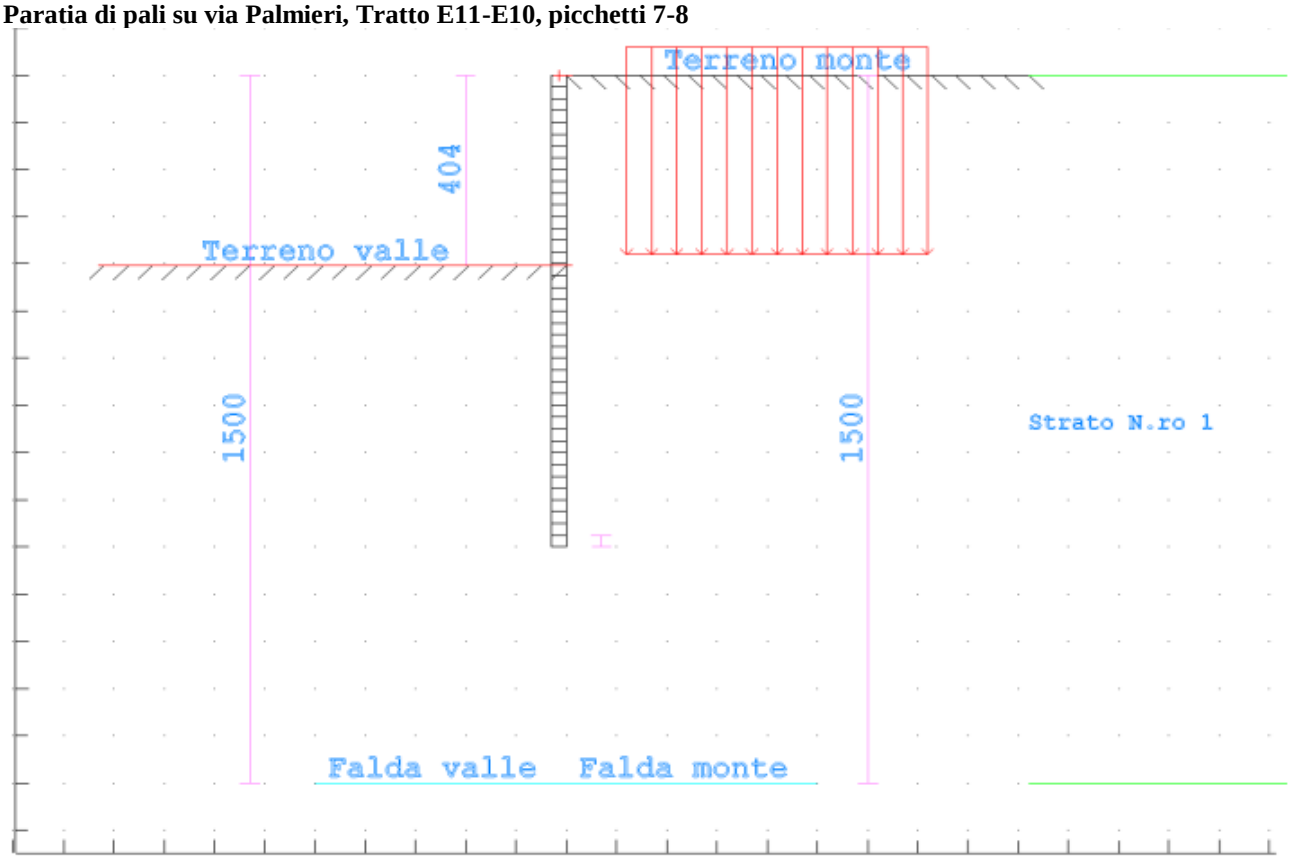
Tipo Comb	Cmb fes	Conc fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
Rara								
Freq	1	10	-702	1660	156	0,11	0,40	VERIFICA
Perm	1	10	-702	1660	156	0,11	0,30	VERIFICA

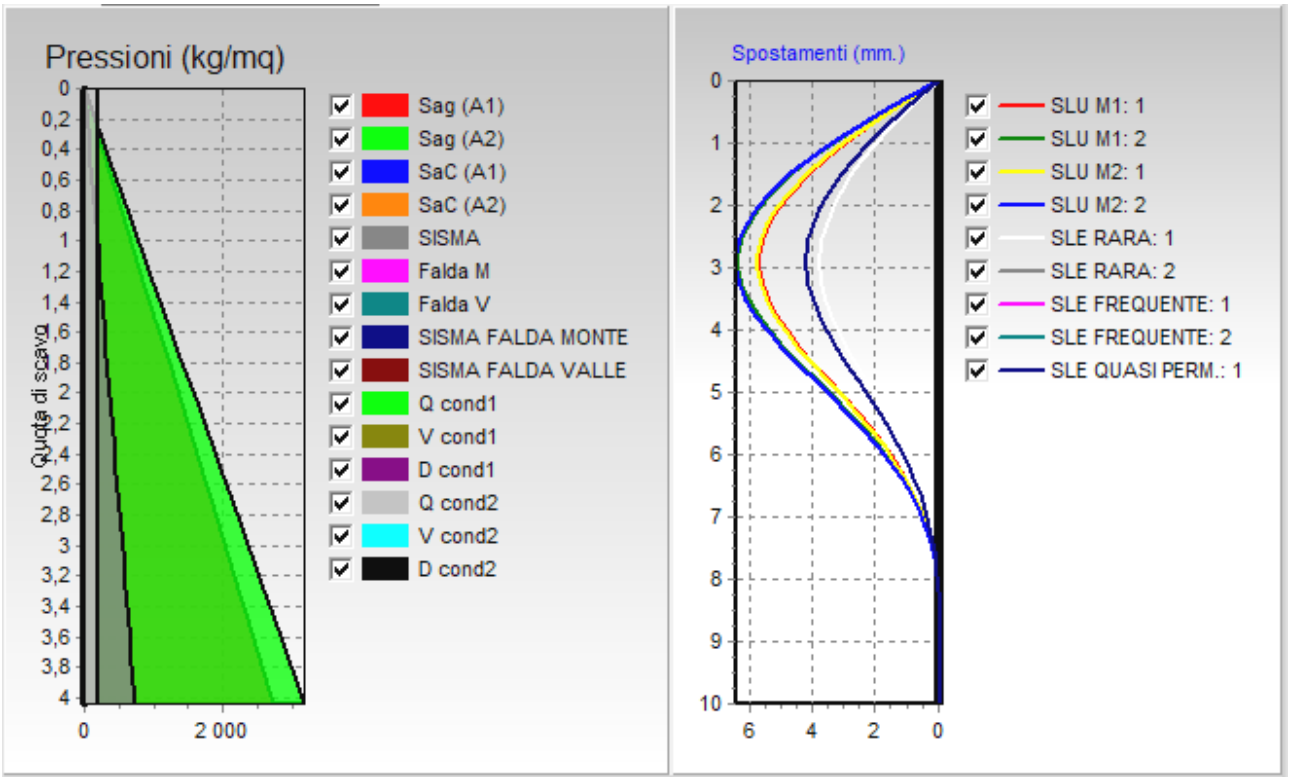
VERIFICHE S.L.E.

T E N S I O N I D I E S E R C I Z I O P A R A T I A

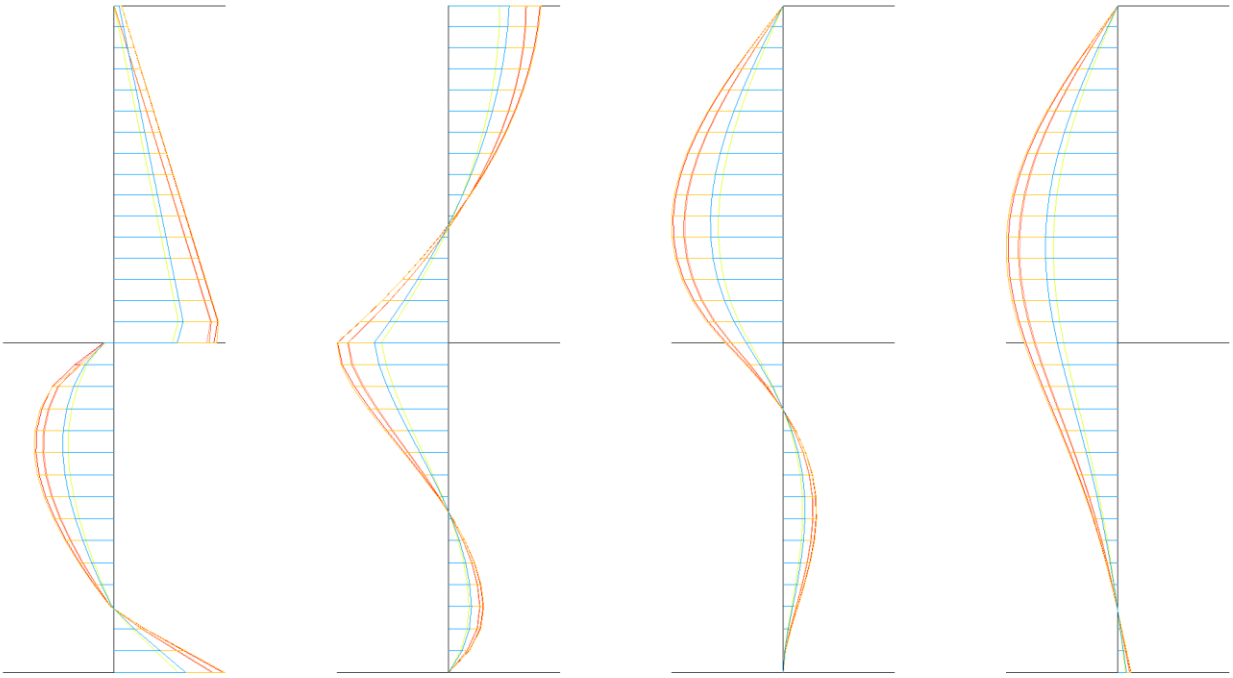
Tipo Comb	Cmb σc	Conc σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc Lim Kg/cmq	Cmb σf	Conc σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf Lim Kg/cmq	Verifica
Rara	2	10	-702	1660	-79,9	150,0	2	10	-702	1660	963	3600	VERIFICA
Freq													
Perm	1	10	-702	1660	-79,9	112,0							VERIFICA

Paratia di pali su via Palmieri, Tratto E11-E10, picchetti 7-8





DIAGRAMMI PRESSIONI E SOLLECITAZIONI PARATIA



VERIFICHE DI SICUREZZA

R I S U L T A T I D I C A L C O L O	
Momento flettente massimo [kg•m/m]	7267
Quota di momento flettente massimo [m]	2,53
Spostamento a fondo scavo [mm]	6,34
Scarto finale della analisi non lineare (E-04)	0
Convergenza analisi non lineare	SODDISFATTA
Infissione analisi non lineare	SUFFICIENTE
Coefficiente di sicurezza dell' infissione Moltiplicatore di collasso dei carichi	2,5000 7,5000

VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE PARATIA

RISULTATI DELLE VERIFICHE DI PORTANZA					
Numero Analisi	Sf.Norm. (kg)	Port.Pun (kg)	Port.Lat (Kg)	Port.Tot (kg)	STATUS
1	-2121	2786	8639	11425	VER

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo di Analisi	Comb. N.ro	Volume (mc)	DistMax (m)	Ced.x=0 mm	Ced.1/4 mm	Ced.2/4 mm	Ced.3/4 mm
SLU M1	1	0,027	4,77	23,0	13,0	5,8	1,4
SLU M1	2	0,031	4,77	25,8	14,5	6,4	1,6
SLU M2	1	0,028	4,77	23,4	13,1	5,8	1,5
SLU M2	2	0,031	4,77	26,3	14,8	6,6	1,6
RARA	1	0,018	4,77	15,2	8,5	3,8	0,9
RARA	2	0,020	4,77	17,0	9,6	4,2	1,1
FREQ.	1	0,020	4,77	17,0	9,6	4,2	1,1
FREQ.	2	0,020	4,77	17,0	9,6	4,2	1,1
PERM.	1	0,020	4,77	17,0	9,6	4,2	1,1

VERIFICHE S.L.E.

F E S S U R A Z I O N E P A R A T I A

Tipo Comb	Cmb fes	Conc fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
Rara								
Freq	1	10	-702	1660	156	0,11	0,40	VERIFICA
Perm	1	10	-702	1660	156	0,11	0,30	VERIFICA

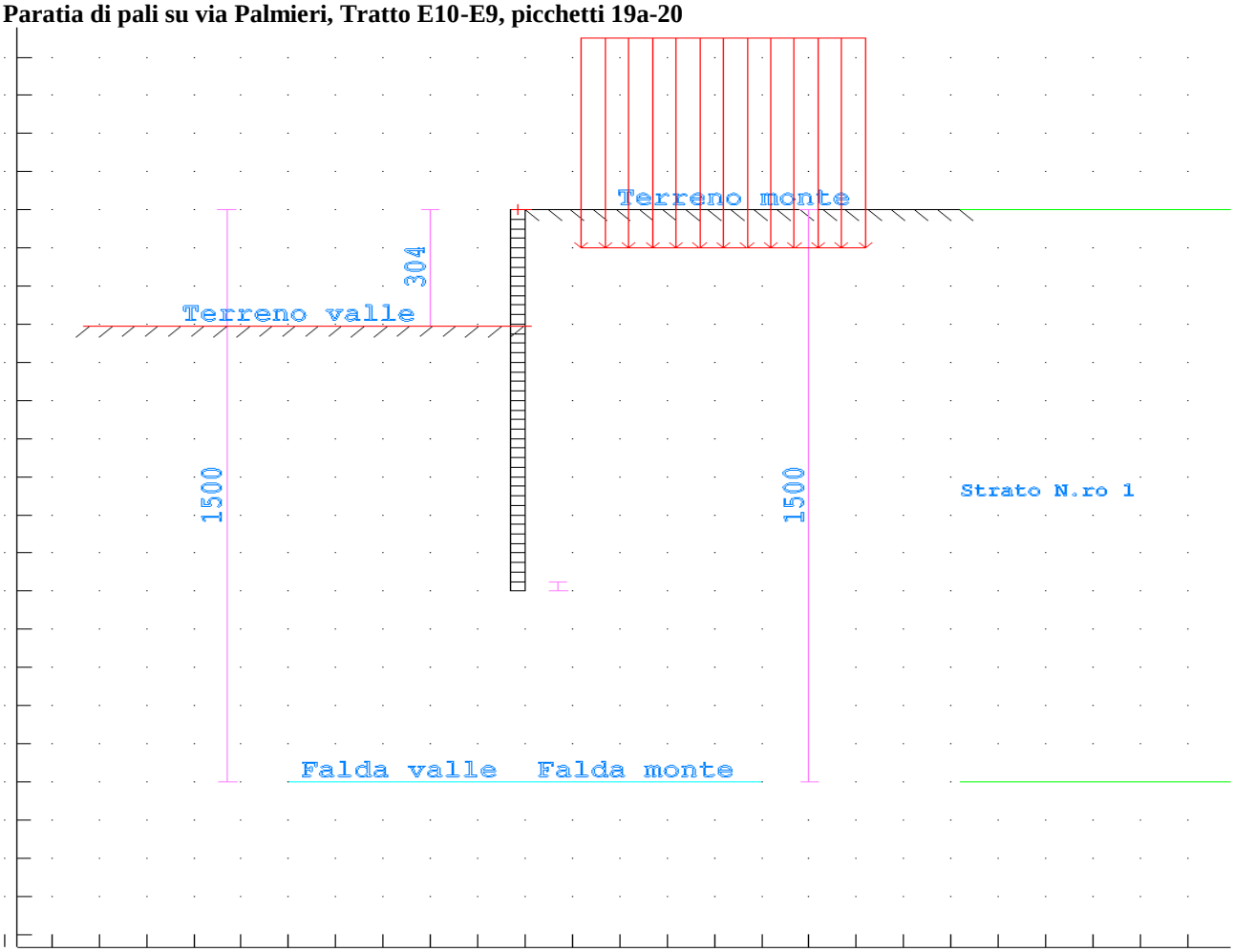
VERIFICHE S.L.E.

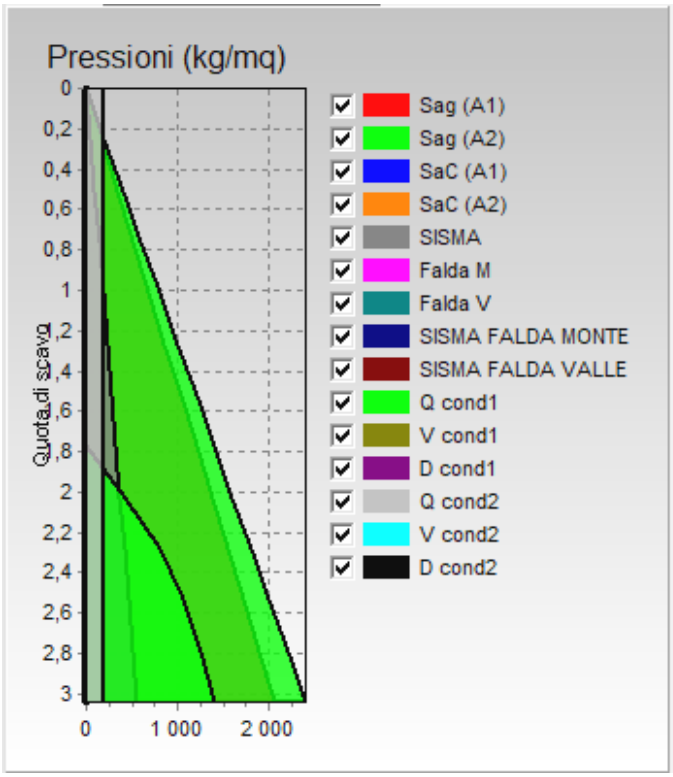
T E N S I O N I D I E S E R C I Z I O P A R A T I A

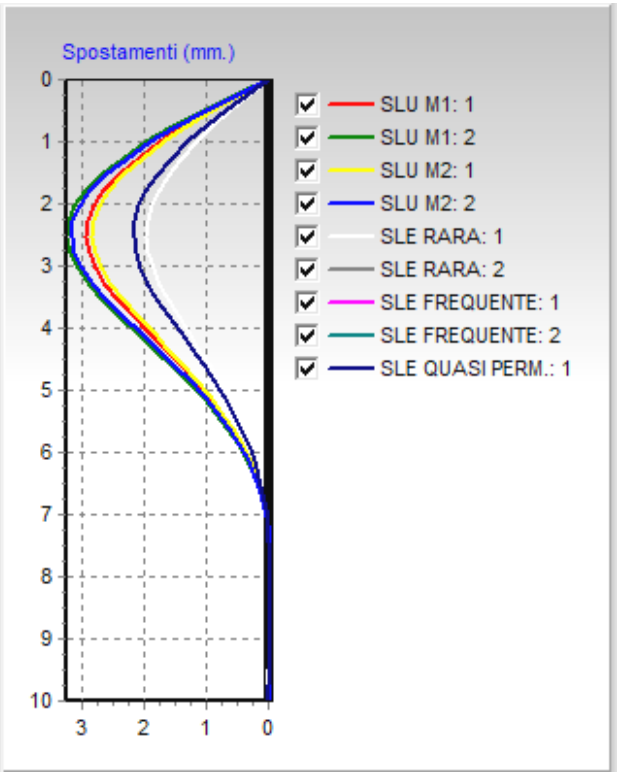
Tipo Comb	Cmb σc	Conc σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc Lim Kg/cmq	Cmb σf	Conc σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf Lim Kg/cmq	Verifica
Rara	2	10	-702	1660	-79,9	150,0	2	10	-702	1660	963	3600	VERIFICA
Freq													
Perm	1	10	-702	1660	-79,9	112,0							VERIFICA

15.1.3.3 Paratia di pali via Palmieri-via Martiri d'Otranto (picch. 19a-20a)

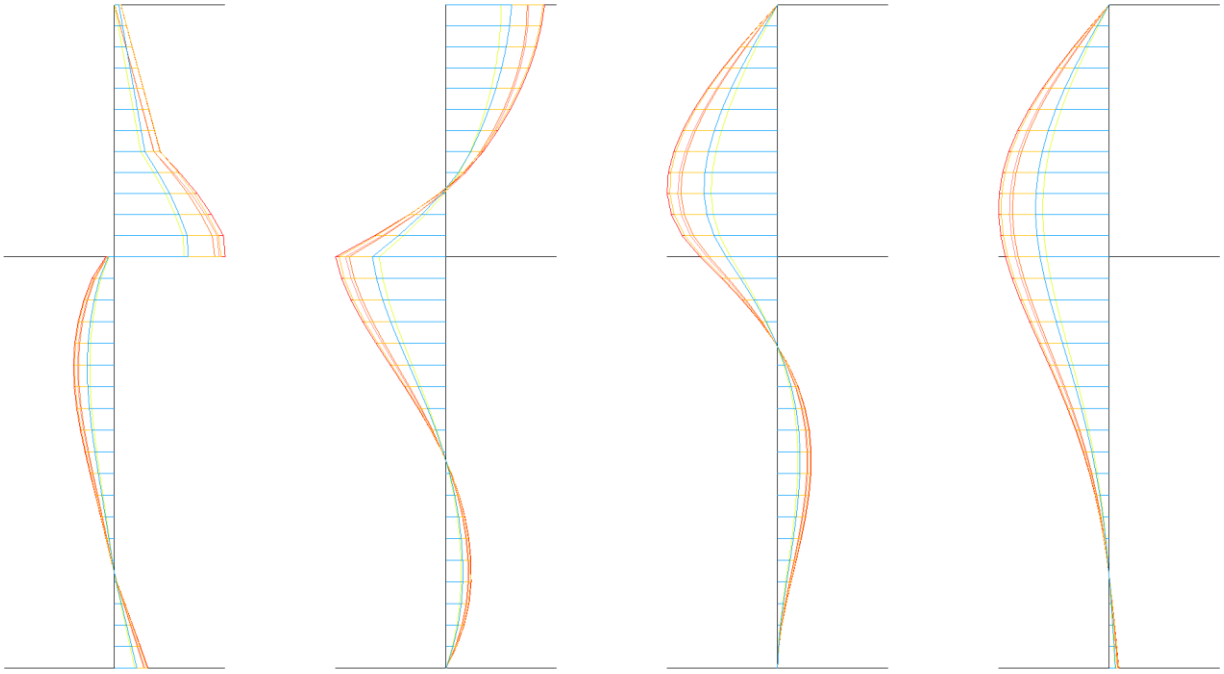
Paratia di pali su via Palmieri, Tratto E10-E9, picchetti 19a-20







DIAGRAMMI PRESSIONI E SOLLECITAZIONI PARATIA



VERIFICHE DI SICUREZZA

R I S U L T A T I D I C A L C O L O	
Momento flettente massimo [kg•m/m]	4922
Quota di momento flettente massimo [m]	2,28
Spostamento a fondo scavo [mm]	3,40
Scarto finale della analisi non lineare (E-04)	0
Convergenza analisi non lineare	SODDISFATTA
Infissione analisi non lineare	SUFFICIENTE
Coefficiente di sicurezza dell' infissione Moltiplicatore di collasso dei carichi	3,8000 10,0000

VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE PARATIA

RISULTATI DELLE VERIFICHE DI PORTANZA					
Numero Analisi	Sf.Norm. (kg)	Port.Pun (kg)	Port.Lat (Kg)	Port.Tot (kg)	STATUS
1	-2121	3484	8674	12158	VER

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo di Analisi	Comb. N.ro	Volume (mc)	DistMax (m)	Ced.x=0 mm	Ced.1/4 mm	Ced.2/4 mm	Ced.3/4 mm
SLU M1	1	0,012	4,43	10,8	6,1	2,7	0,7
SLU M1	2	0,013	4,43	12,0	6,8	3,0	0,8
SLU M2	1	0,012	4,43	10,5	5,9	2,6	0,7
SLU M2	2	0,013	4,43	11,7	6,6	2,9	0,7
RARA	1	0,008	4,26	7,5	4,2	1,9	0,5
RARA	2	0,009	4,26	8,3	4,7	2,1	0,5
FREQ.	1	0,009	4,26	8,3	4,7	2,1	0,5
FREQ.	2	0,009	4,26	8,3	4,7	2,1	0,5
PERM.	1	0,009	4,26	8,3	4,7	2,1	0,5

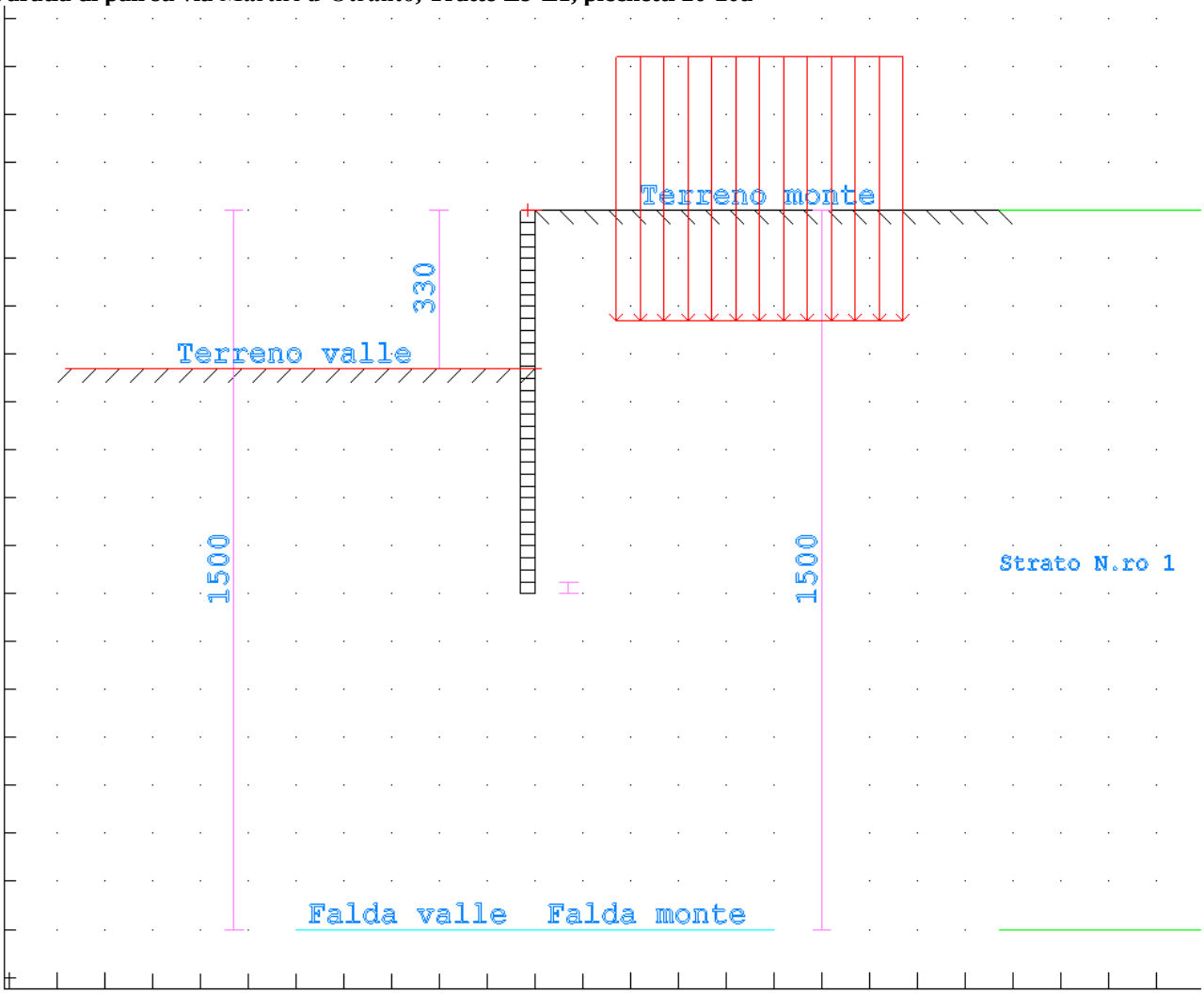
VERIFICHE S.L.E.

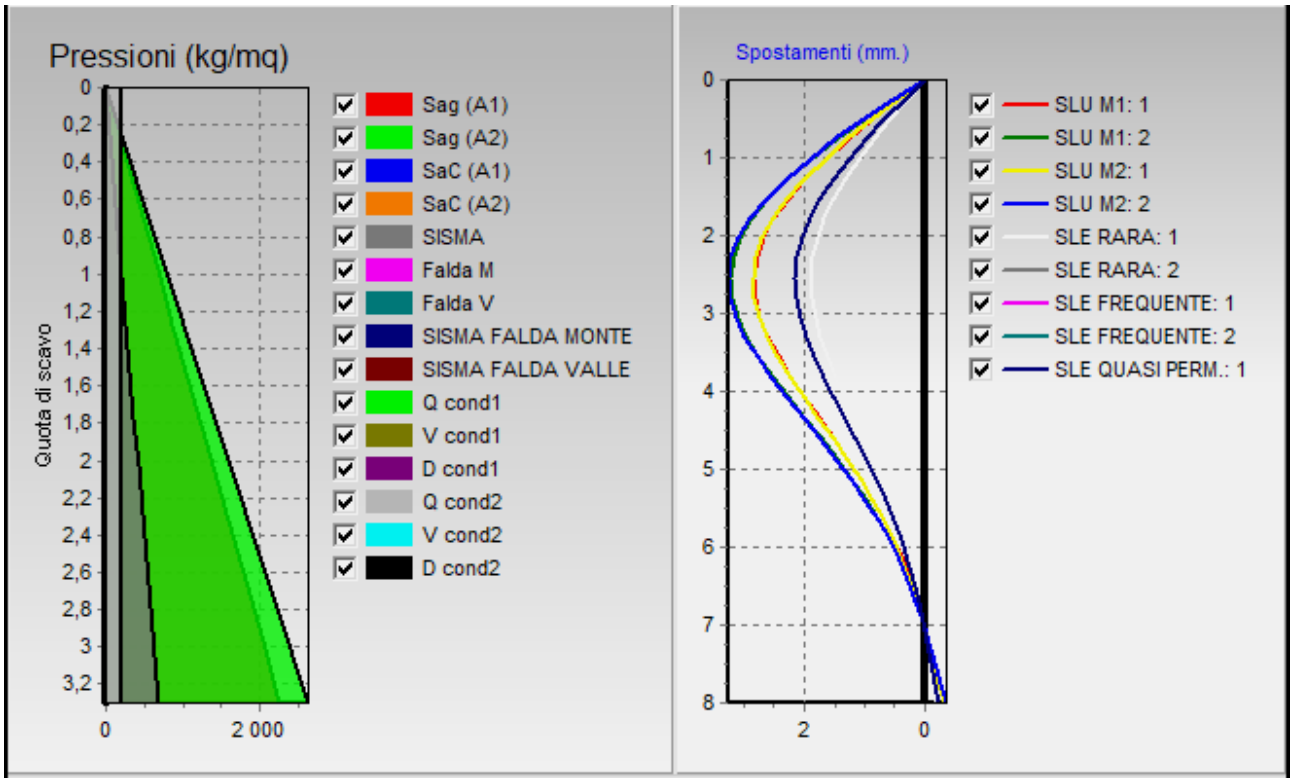
F E S S U R A Z I O N E P A R A T I A								
Tipo Comb	Cmb fes	Conc fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
Rara								
Freq						0,00	0,40	VERIFICA
Perm						0,00	0,30	VERIFICA

VERIFICHE S.L.E.

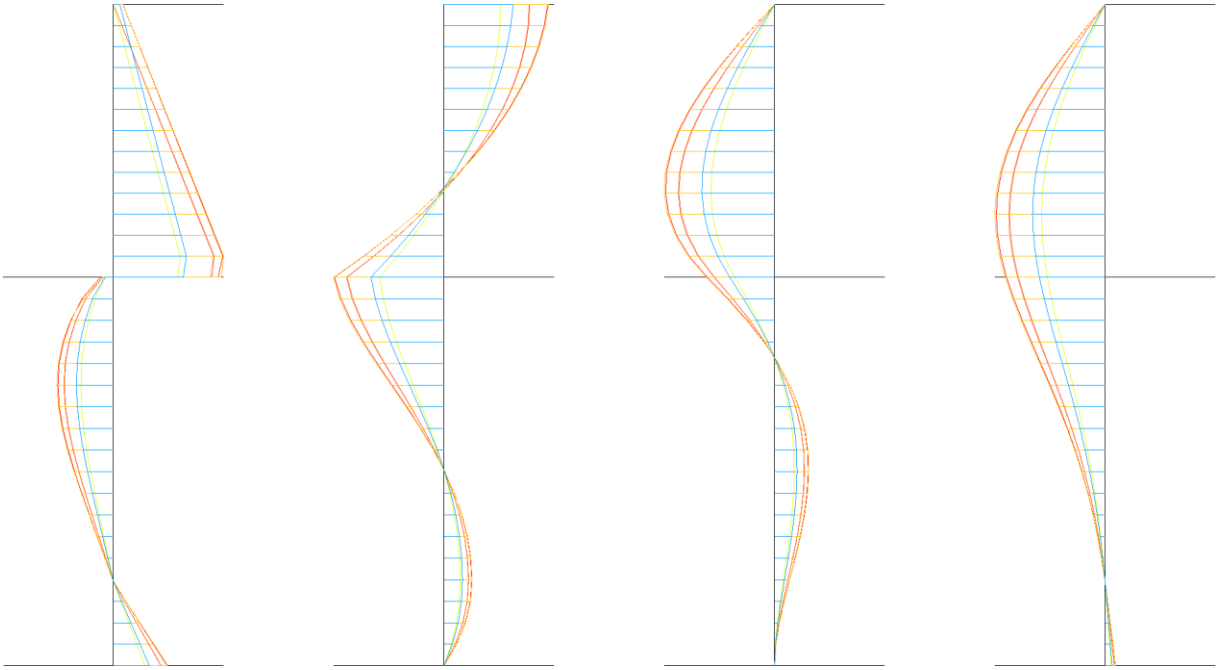
T E N S I O N I D I E S E R C I Z I O P A R A T I A													
Tipo Comb	Cmb σc	Conc σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc Lim Kg/cmq	Cmb σf	Conc σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf Lim Kg/cmq	Verifica
Rara	2	9	-636	1148	-56,4	150,0	2	9	-636	1148	664	3600	VERIFICA
Freq													
Perm	1	9	-636	1148	-56,4	112,0							VERIFICA

Paratia di pali su via Martiri d'Otranto, Tratto E9-E1, picchetti 20-20a





DIAGRAMMI PRESSIONI E SOLLECITAZIONI PARATIA



VERIFICHE DI SICUREZZA

R I S U L T A T I D I C A L C O L O	
Momento flettente massimo [kg•m/m]	4503
Quota di momento flettente massimo [m]	2,28
Spostamento a fondo scavo [mm]	3,28
Scarto finale della analisi non lineare (E-04)	0
Convergenza analisi non lineare	SODDISFATTA
Infissione analisi non lineare	SUFFICIENTE
Coefficiente di sicurezza dell' infissione Moltiplicatore di collasso dei carichi	3,6000 10,0000

VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE PARATIA

RISULTATI DELLE VERIFICHE DI PORTANZA					
Numero Analisi	Sf.Norm. (kg)	Port.Pun (kg)	Port.Lat (Kg)	Port.Tot (kg)	STATUS
2	-2121	3303	8676	11979	VER

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo di Analisi	Comb. N.ro	Volume (mc)	DistMax (m)	Ced.x=0 mm	Ced.1/4 mm	Ced.2/4 mm	Ced.3/4 mm
SLU M1	1	0,012	4,43	10,7	6,0	2,7	0,7
SLU M1	2	0,013	4,43	12,2	6,8	3,0	0,8
SLU M2	1	0,012	4,43	10,8	6,1	2,7	0,7
SLU M2	2	0,014	4,43	12,3	6,9	3,1	0,8
RARA	1	0,008	4,43	7,1	4,0	1,8	0,4
RARA	2	0,009	4,43	8,1	4,6	2,0	0,5
FREQ.	1	0,009	4,43	8,1	4,6	2,0	0,5
FREQ.	2	0,009	4,43	8,1	4,6	2,0	0,5
PERM.	1	0,009	4,43	8,1	4,6	2,0	0,5

VERIFICHE S.L.E.

F E S S U R A Z I O N E P A R A T I A

Tipo Comb	Cmb fes	Conc fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
Rara								
Freq						0,00	0,40	VERIFICA
Perm						0,00	0,30	VERIFICA

VERIFICHE S.L.E.

T E N S I O N I D I E S E R C I Z I O P A R A T I A

Tipo Comb	Cmb σc	Conc σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc Lim Kg/cmq	Cmb σf	Conc σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf Lim Kg/cmq	Verifica
Rara	2	9	-617	1039	-51,2	150,0	2	9	-617	1039	601	3600	VERIFICA
Freq													
Perm	1	9	-617	1039	-51,2	112,0							VERIFICA

15.1.4 Cordolo di coronamento paratie di pali a sostegno dello scavo per la posa di tubazioni

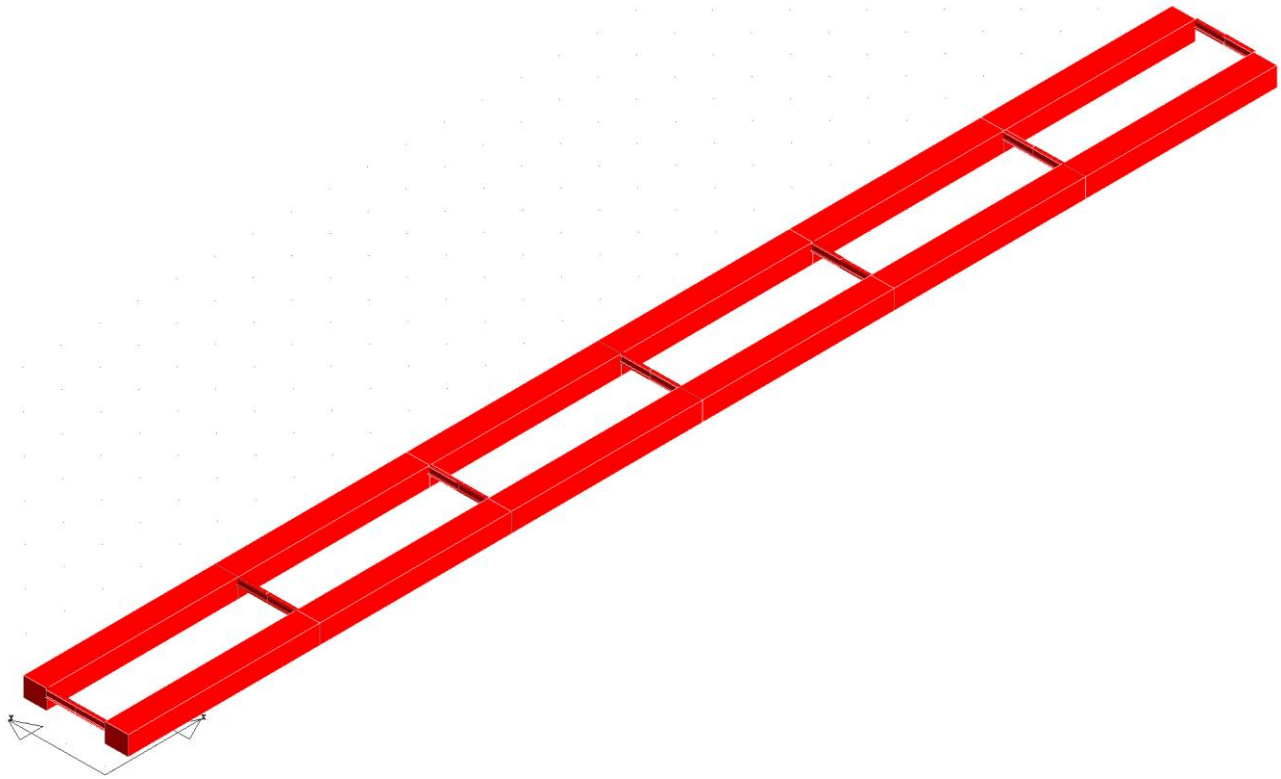


Figura 66 – Vista 3D modello di calcolo cordoli di coronamento palificate

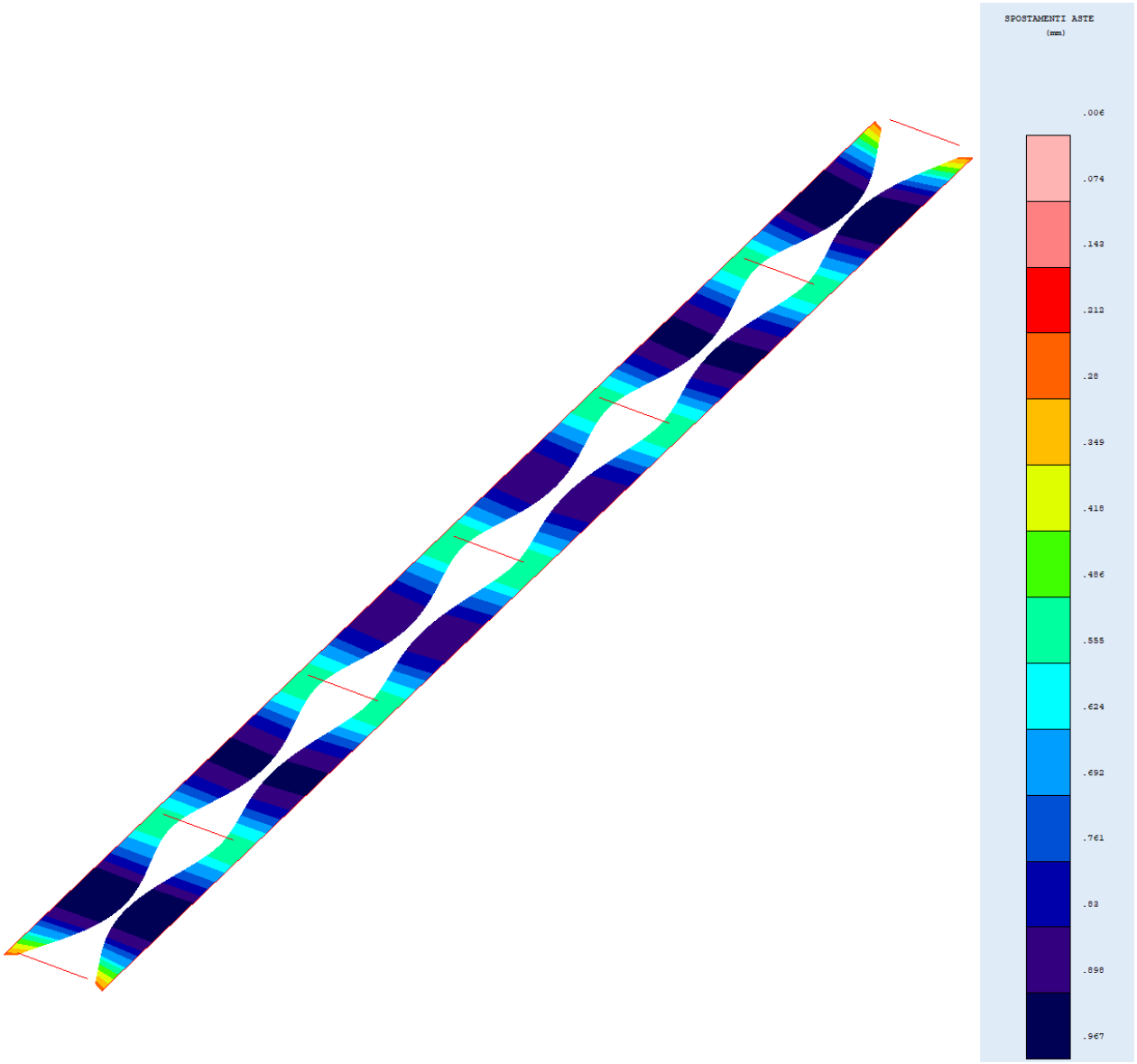


Figura 67 – Deformate

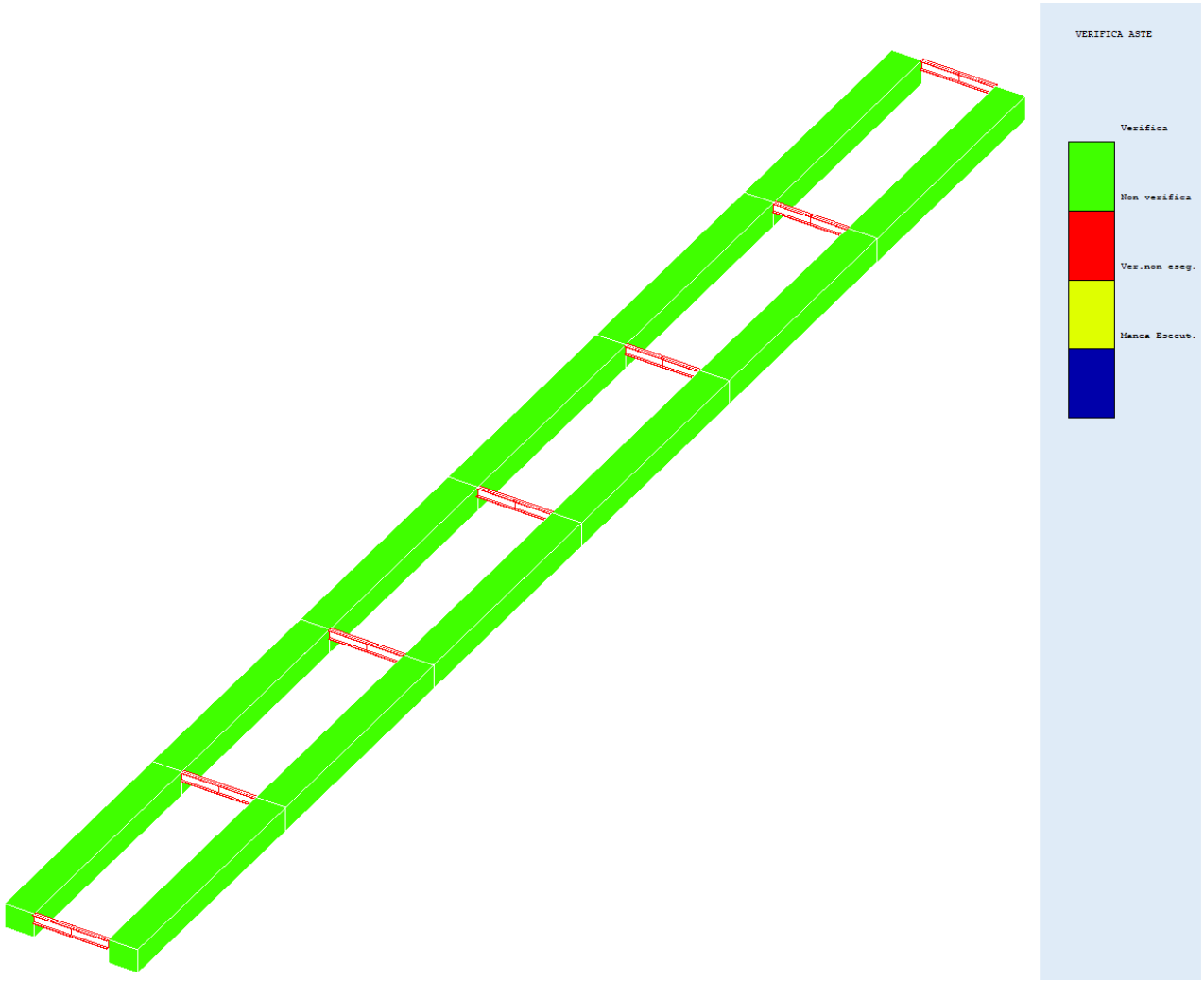


Figura 68 – Esito verifiche aste in cls armato

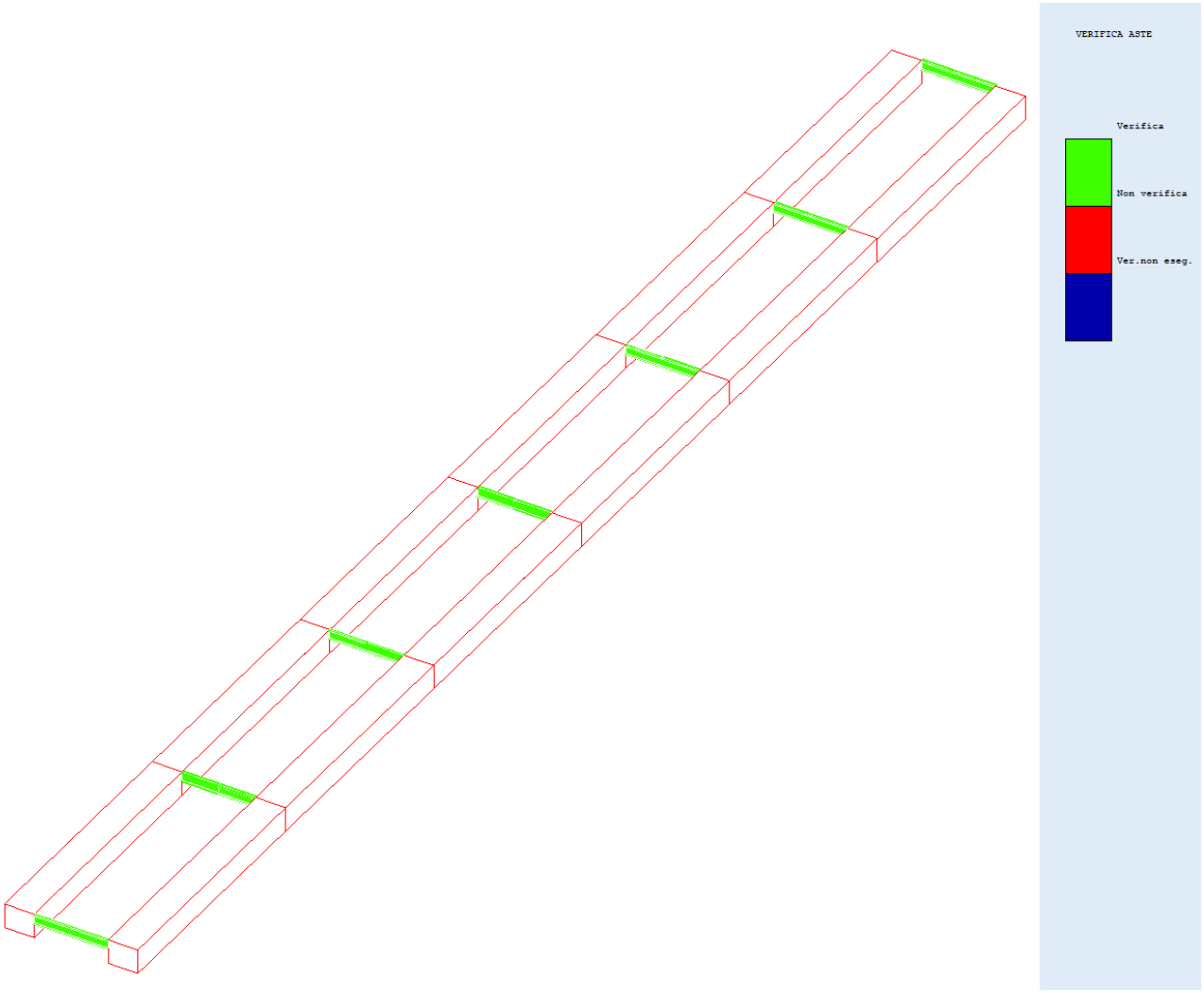
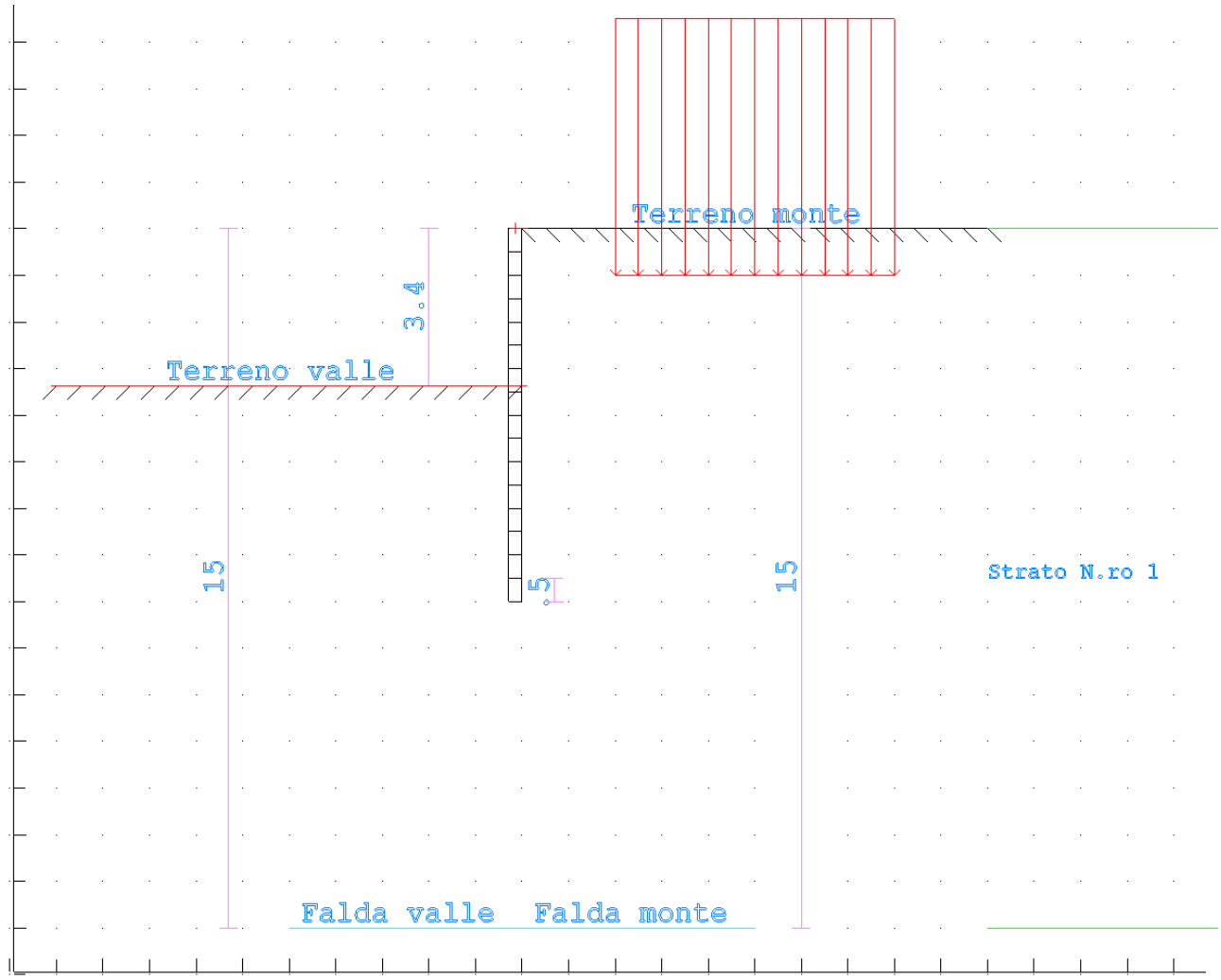
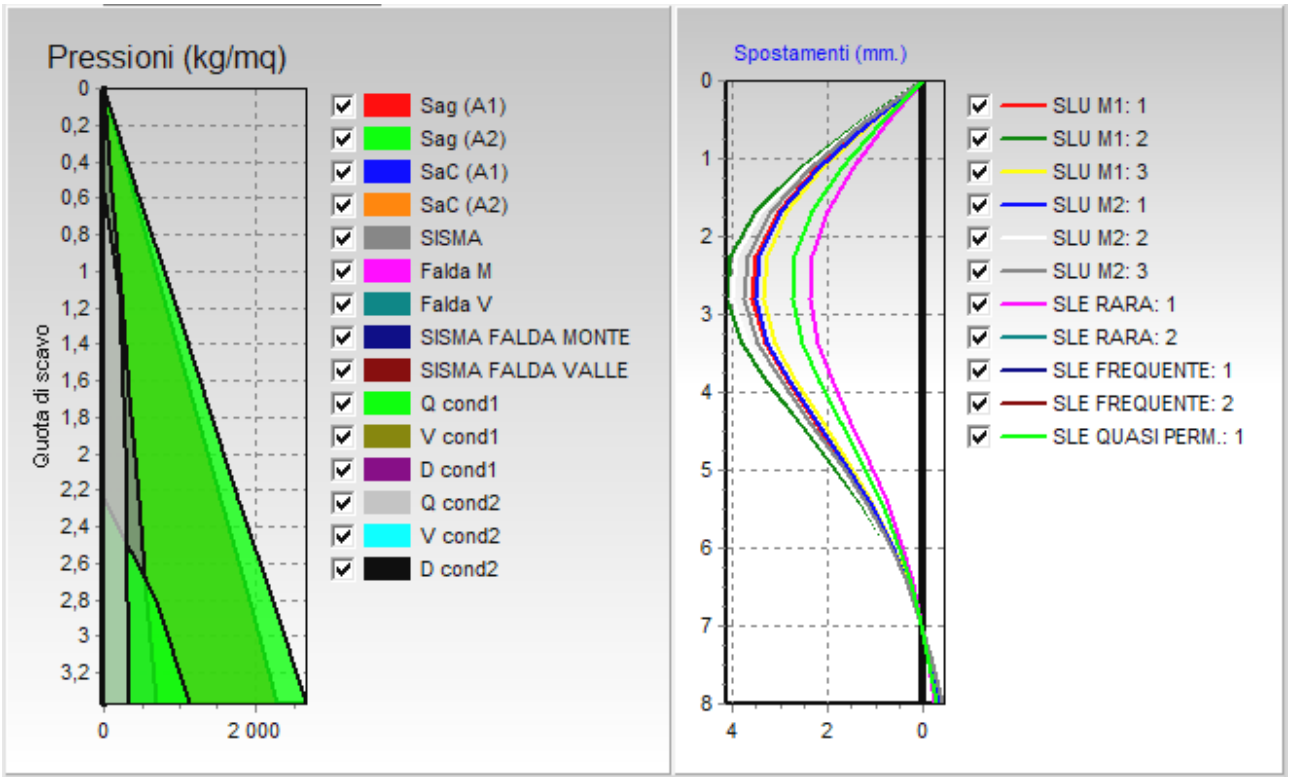


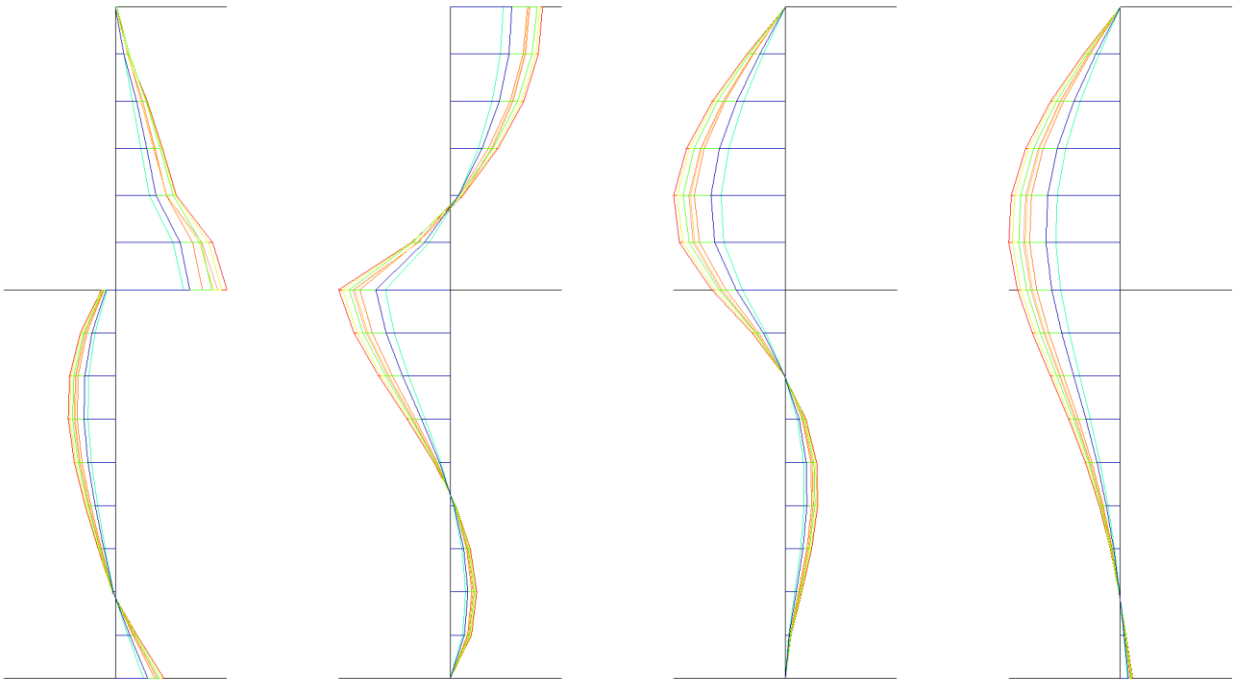
Figura 69 – Esito verifiche aste in acciaio

15.1.5 Paratia di pali a sostegno dello scavo dei manufatti





DIAGRAMMI PRESSIONI E SOLLECITAZIONI PARATIA



VERIFICHE DI SICUREZZA

R I S U L T A T I D I C A L C O L O	
Momento flettente massimo [kg•m/m]	5700
Quota di momento flettente massimo [m]	2,25
Spostamento a fondo scavo [mm]	3,81
Scarto finale della analisi non lineare (E-04)	0
Convergenza analisi non lineare	SODDISFATTA
Infissione analisi non lineare	SUFFICIENTE
Coefficiente di sicurezza dell' infissione Moltiplicatore di collasso dei carichi	3,0000 10,0000

VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE PARATIA

RISULTATI DELLE VERIFICHE DI PORTANZA					
Numero Analisi	Sf.Norm. (kg)	Port.Pun (kg)	Port.Lat (Kg)	Port.Tot (kg)	STATUS
2	-2121	3254	4317	7571	VER

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo di Analisi	Comb. N.ro	Volume (mc)	DistMax (m)	Ced.x=0 mm	Ced.1/4 mm	Ced.2/4 mm	Ced.3/4 mm
SLU M1	1	0,014	4,61	12,1	6,8	3,0	0,8
SLU M1	2	0,016	4,61	14,0	7,9	3,5	0,9
SLU M1	3	0,013	4,61	11,4	6,4	2,8	0,7
SLU M2	1	0,014	4,61	11,9	6,7	3,0	0,7
SLU M2	2	0,016	4,61	13,5	7,6	3,4	0,8
SLU M2	3	0,015	4,61	12,7	7,2	3,2	0,8
RARA	1	0,009	4,61	8,1	4,5	2,0	0,5
RARA	2	0,011	4,61	9,3	5,2	2,3	0,6
FREQ.	1	0,011	4,61	9,3	5,2	2,3	0,6
FREQ.	2	0,011	4,61	9,3	5,2	2,3	0,6
PERM.	1	0,011	4,61	9,3	5,2	2,3	0,6

VERIFICHE S.L.E.

F E S S U R A Z I O N E P A R A T I A

Tipo Comb	Cmb fes	Conc fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
Rara								
Freq						0,00	0,40	VERIFICA
Perm						0,00	0,30	VERIFICA

VERIFICHE S.L.E.

T E N S I O N I D I E S E R C I Z I O P A R A T I A

Tipo Comb	Cmb σc	Conc σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc Lim Kg/cmq	Cmb σf	Conc σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf Lim Kg/cmq	Verifica
Rara	2	4	-567	1140	-56,0	150,0	2	4	-567	1140	660	3600	VERIFICA
Freq Perm	1	4	-567	1140	-56,0	112,0							VERIFICA

15.1.6 Cordolo di coronamento paratia di pali a sostegno dello scavo dei manufatti

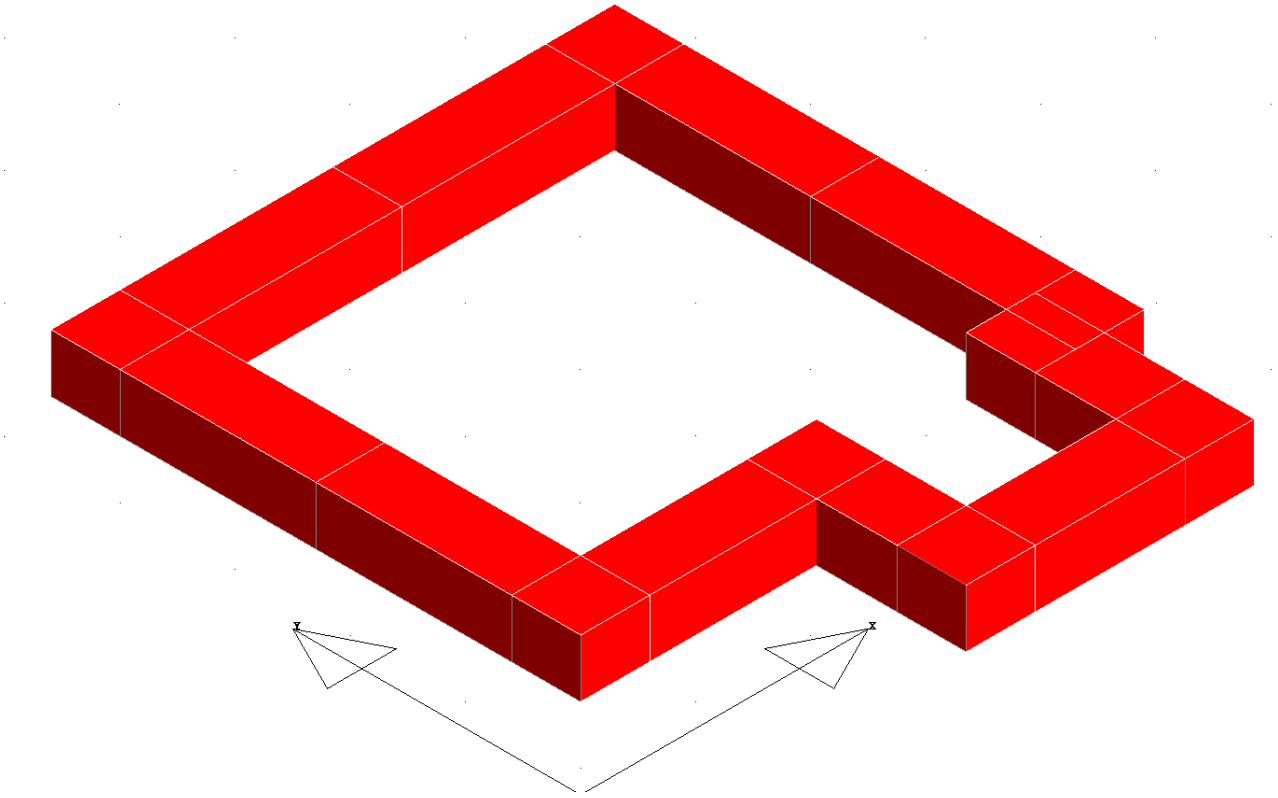


Figura 70 – Vista 3D modello di calcolo cordoli di coronamento palificate

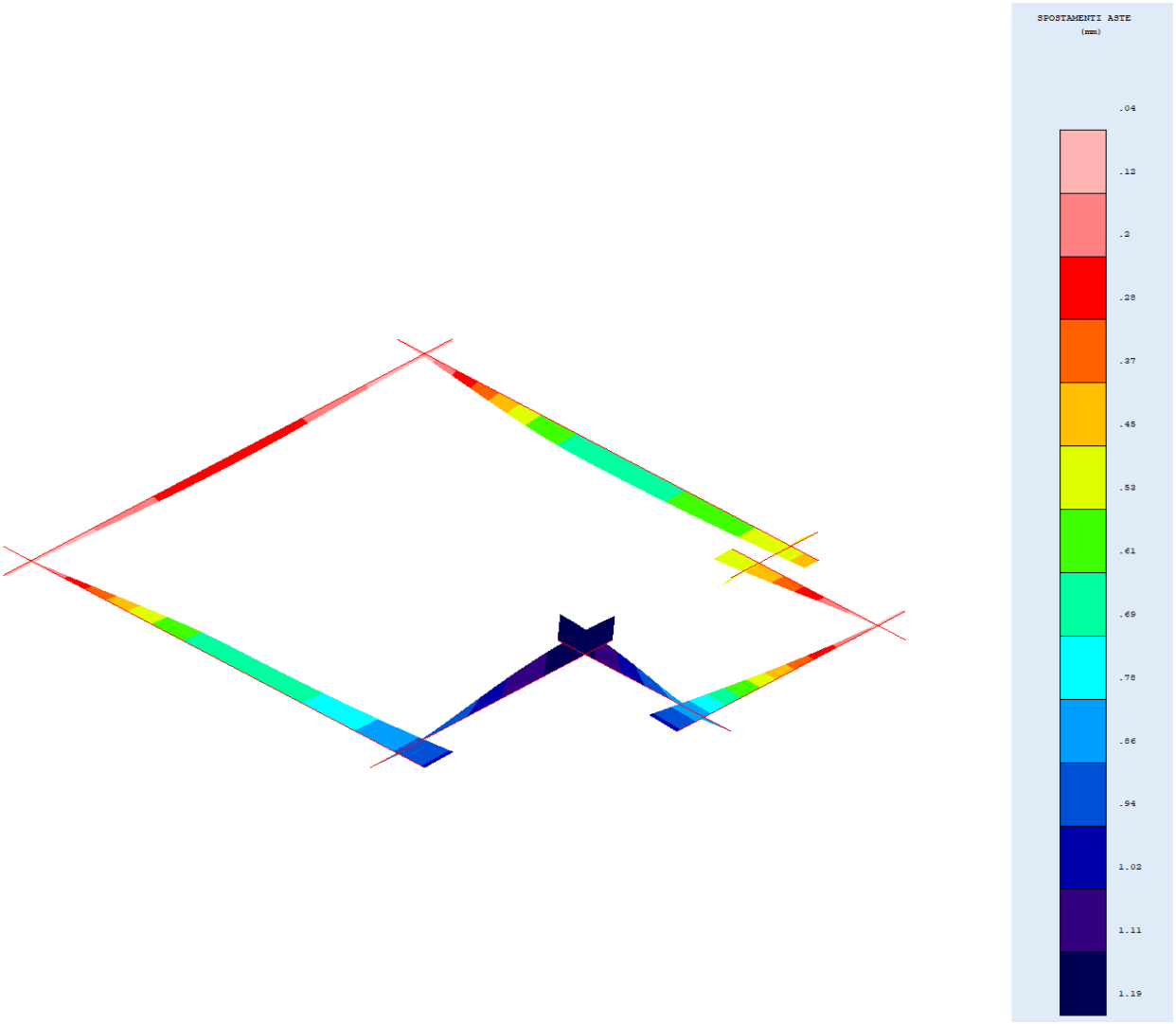


Figura 71 – Deformate

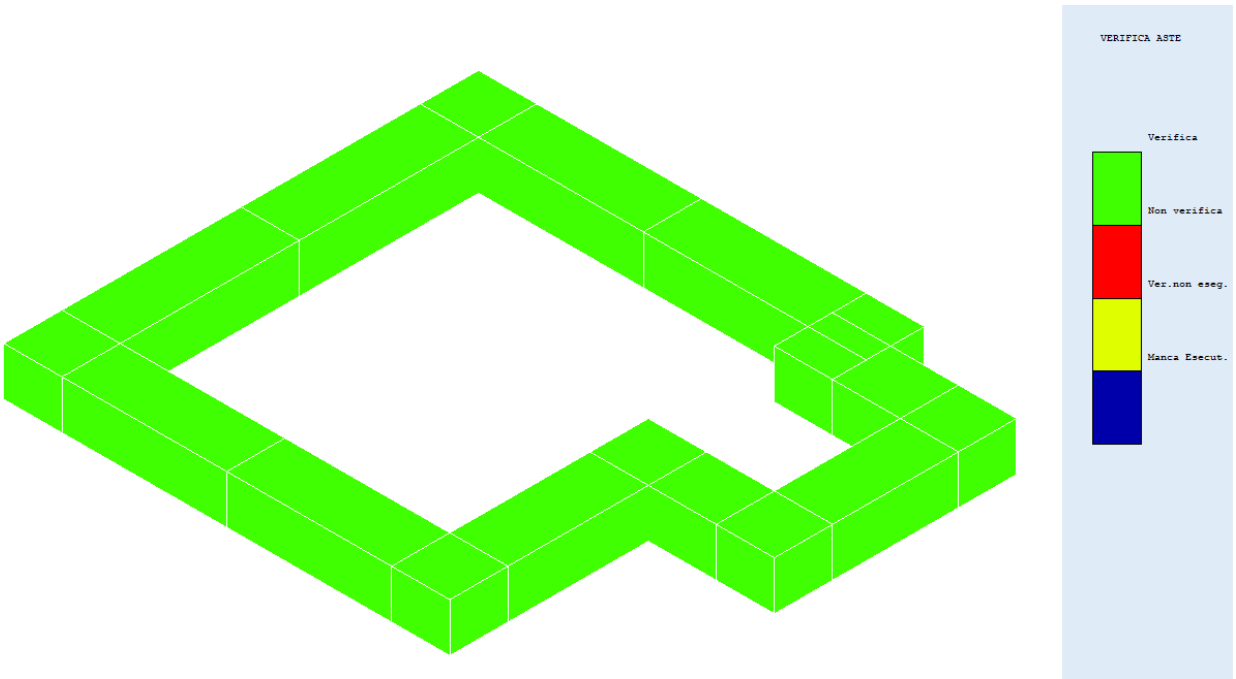


Figura 72 – Esito verifiche

16 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

_____



17 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.

APPENDICE 01 – ANALISI DEI CARICHI MANUFATTI

FASCICOLO DEI CALCOLI E RELAZIONE SINTETICA DEI RISULTATI

ALLEGATO 1 - Scaricatore di piena al nodo F – SF1
Allegato 1.1 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Input
Allegato 1.2 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Output
Allegato 1.3 - TABULATI DI CALCOLO – Capacità portante fondazioni
Allegato 1.4 - RELAZIONE Ai sensi del Cap. 10.2 delle N.T.C. 2018

ALLEGATO 2 - Scaricatore di piena al nodo E55 – SF2
Allegato 2.1 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Input
Allegato 2.2 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Output
Allegato 2.3 - TABULATI DI CALCOLO – Capacità portante fondazioni
Allegato 2.4 - RELAZIONE Ai sensi del Cap. 10.2 delle N.T.C. 2018

ALLEGATO 3 - Scaricatore di piena al nodo O – SF3
Allegato 3.1 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Input
Allegato 3.2 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Output
Allegato 3.3 - TABULATI DI CALCOLO – Capacità portante fondazioni
Allegato 3.4 - RELAZIONE Ai sensi del Cap. 10.2 delle N.T.C. 2018

ALLEGATO 4 - Scaricatore di piena al nodo V – SF4
Allegato 4.1 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Input
Allegato 4.2 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Output
Allegato 4.3 - TABULATI DI CALCOLO – Capacità portante fondazioni
Allegato 4.4 - RELAZIONE Ai sensi del Cap. 10.2 delle N.T.C. 2018

ALLEGATO 5 - Scaricatore di piena al nodo K – SF5
Allegato 5.1 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Input
Allegato 5.2 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Output
Allegato 5.3 - TABULATI DI CALCOLO – Capacità portante fondazioni
Allegato 5.4 - RELAZIONE Ai sensi del Cap. 10.2 delle N.T.C. 2018

ALLEGATO 6 – Opera di sbocco in vasca Valesana
Allegato 6.1 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Input
Allegato 6.2 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Output
Allegato 6.3 - TABULATI DI CALCOLO – Capacità portante fondazioni
Allegato 6.4 - RELAZIONE Ai sensi del Cap. 10.2 delle N.T.C. 2018

ALLEGATO 7 – Paratia di pali via Gramsci-via Mazzini (picch. 13a-16*) - Fascicolo dei calcoli
Allegato 7.1 - TABULATI DI CALCOLO - Paratia di pali su via Gramsci, Tratto E48-K1, picchetti 13a-14 – Dati di Input e output e sintesi risultati
Allegato 7.2 - TABULATI DI CALCOLO - Paratia di pali su via Mazzini, Tratto E48-K1, picchetti 14-16* – Dati di Input e output e sintesi risultati

ALLEGATO 8 – Paratia di pali via Aia-via Palmieri (picch. 6a-8) - Fascicolo dei calcoli
Allegato 8.1 - TABULATI DI CALCOLO - Paratia di pali su via Aia, Tratto E12-E11, picchetti 6a-7– Dati di Input e output e sintesi risultati
Allegato 8.2 - TABULATI DI CALCOLO - Paratia di pali su via Palmieri, Tratto E11-E10, picchetti 7-8 – Dati di Input e output e sintesi risultati

ALLEGATO 9 – Paratia di pali via Palmieri-via Martiri d'Otranto (picch. 19a-20a) - Fascicolo dei calcoli
Allegato 9.1 - TABULATI DI CALCOLO - Paratia di pali su via Palmieri, Tratto E10-E9, picchetti 19a-20 – Dati di Input e output e sintesi risultati

Allegato 9.2 - TABULATI DI CALCOLO - Paratia di pali su via Martiri d'Otranto, Tratto E9-E1, picchetti 20-20a– Dati di Input e output e sintesi risultati

ALLEGATO 10 – Cordolo di coronamento paratie di pali a sostegno dello scavo per la posa di tubazioni - Fascicolo dei calcoli e relazione sintetica dei risultati
Allegato 10.1 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Input
Allegato 10.2 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Output
Allegato 10.3 - RELAZIONE Ai sensi del Cap. 10.2 delle N.T.C. 2018

ALLEGATO 11 – Paratia di pali a sostegno dello scavo dei manufatti - Fascicolo dei calcoli
Allegato 11.1 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Input e output e sintesi risultati

ALLEGATO 12 – Cordolo di coronamento paratia di pali a sostegno dello scavo dei manufatti - Fascicolo dei calcoli e relazione sintetica dei risultati
Allegato 10.1 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Input
Allegato 10.2 - TABULATI DI CALCOLO – Dati di Output
Allegato 10.3 - RELAZIONE Ai sensi del Cap. 10.2 delle N.T.C. 2018