

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78 S.G.C. GROSSETO – FANO  
 Tratto Selci Lama (E45) – S. Stefano di Gaifa  
 Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (lotto 2)  
 e del tratto Guinza – Mercatello Ovest (lotto 3)  
 1° stralcio

**PROGETTO ESECUTIVO**

cod. AN58

PROGETTAZIONE:  
 RAGGRUPPAMENTO  
 TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA:

MANDANTI:



**sinergo**

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI  
 SPECIALISTICHE:

*Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl  
 Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045*

OPERE D'ARTE MINORI:

*Ing. Stefano Muffato – Sinergo SpA  
 Ordine Ingegneri Provincia di Venezia n. 2087*

IL GEOLOGO:

*Dott. Geol. Massimo Mezzanica – Società Pro Iter Srl  
 Albo Geol. Lombardia n. A762*

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

*Ing. Massimo Mangini – Società Erre.Vi.A Srl  
 Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502*

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

*Dott. ing. Vincenzo Catone*



PROTOCOLLO:

DATA:

**07 - OPERE D'ARTE MINORI**

**07.17 - OS.07 - MURO PIAZZALE IMPIANTI IMBOCCO GUINZA LATO UMBRIA**

Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA
<b>PROGETTO</b>	<b>LIV. PROG.</b>	<b>N. PROG.</b>	T00TM05STRRE01.pdf			
<b>L</b> <b>0</b> <b>7</b> <b>0</b> <b>2</b> <b>M</b>	<b>E</b>	<b>2</b> <b>1</b> <b>0</b> <b>1</b>	<b>T00OS07STRRE01</b>		<b>A</b>	R
D						
C						
B						
A	EMISSIONE		FEBBRAIO 2023	ZUFFELLATO	GALANTE	MUFFATO
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



# INDICE

1	INQUADRAMENTO GENERALE .....	2
1.1	Descrizione dell'opera .....	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
2.1	Normativa nazionale cogente.....	5
2.2	Eurocodici .....	5
2.3	Norme EN, UNI, ISO.....	6
2.4	Norme CNR .....	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
3.1	Calcestruzzo per zattera di fondazione e paramento verticale gettato in opera .....	8
3.2	Acciaio per calcestruzzo armato .....	9
4	ANALISI DI VERIFICA.....	10
4.1	Sezioni di verifica .....	10
4.2	Modello geotecnico .....	10
4.3	Approccio normativo .....	10
4.3.1	<i>Verifiche strutturali</i> .....	12
4.3.1.1	<i>Verifica di sicurezza SLU/SLV a taglio</i> .....	12
4.3.1.2	<i>Verifica di sicurezza SLU/SLV a flessione</i> .....	14
4.3.1.3	<i>Verifica di funzionalità SLE di limitazione delle tensioni in esercizio</i> .....	14
4.3.1.4	<i>Verifica di funzionalità SLE a fessurazione</i> .....	14
4.3.2	<i>Verifiche geotecniche</i> .....	16
4.4	Metodi e analisi di calcolo .....	17
4.4.1	<i>Tipo di analisi svolta</i> .....	17
4.4.2	<i>Codici di calcolo</i> .....	17
4.4.3	<i>Origine e caratteristiche del codice di calcolo</i> .....	18
4.5	Azioni sismiche .....	19
4.6	Analisi dei carichi.....	21
4.7	Risultati delle verifiche strutturali .....	22
4.7.1	<i>Verifica a taglio della parete</i> .....	23
4.7.2	<i>Verifica a taglio della ciabatta di fondazione</i> .....	24
4.7.3	<i>Verifica a flessione della parete</i> .....	25
4.7.3.1	<i>Momento massimo in sommità del muro</i> .....	25
4.7.3.2	<i>Momento massimo alla base del muro</i> .....	26
4.7.4	<i>Verifica a flessione della ciabatta di fondazione</i> .....	27
5	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	28
5.1	Criteri di calcolo .....	28
5.2	Modello di calcolo .....	29

5.3	Sollecitazioni agenti .....	29
5.3.1	Condizioni elementari di carico .....	29
5.3.2	Inviluppi.....	36
6	GIUDIZIO MOTIVATO DI AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI.....	41

## 1 INQUADRAMENTO GENERALE

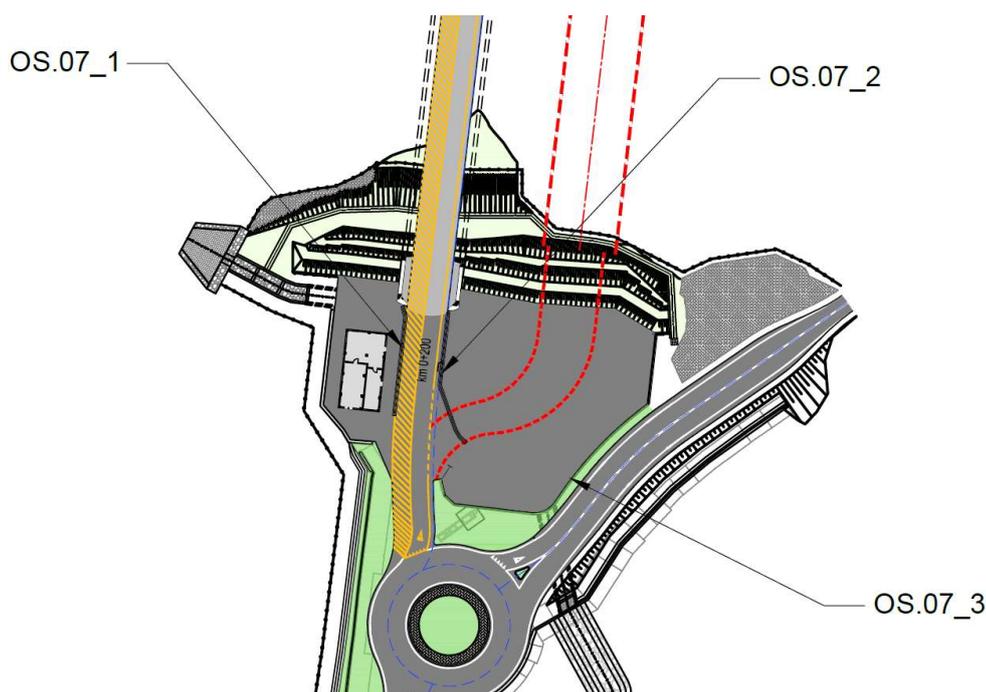
Il presente documento ha per oggetto la verifica dei muri di sostegno previsti nell'ambito del progetto esecutivo per l'adeguamento a due corsie del tratto della galleria della Guinza (Lotto 2°) e del Tratto Guinza-Mercatello Ovest (Lotto 3°) dell'itinerario internazionale E78 S.G.C. Grosseto - Fano.

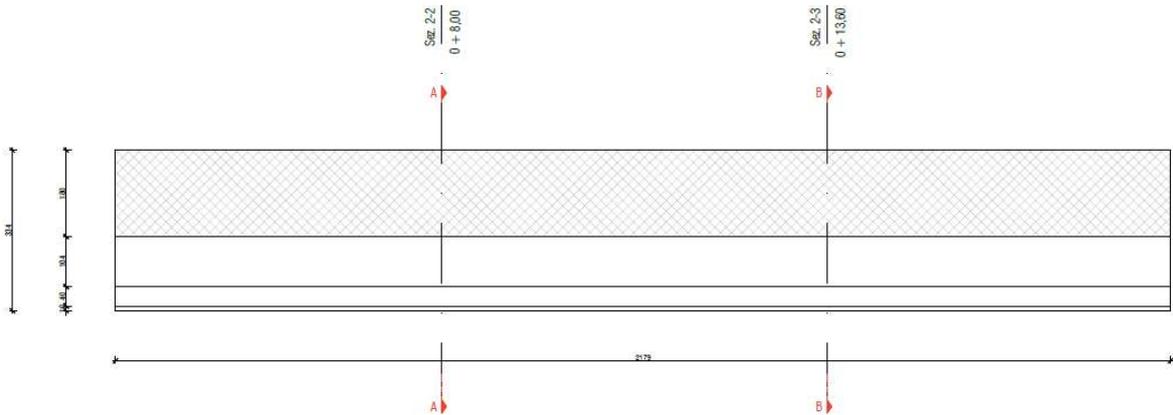
L'intervento è localizzato tra Mercatello sul Metauro (PU). Più dettagliatamente, il 2° Lotto comprende la Galleria della Guinza, mentre il 3° Lotto comprende tutte le opere dall'uscita della Guinza sul lato marchigiano, fino al termine dell'intervento.

### 1.1 Descrizione dell'opera

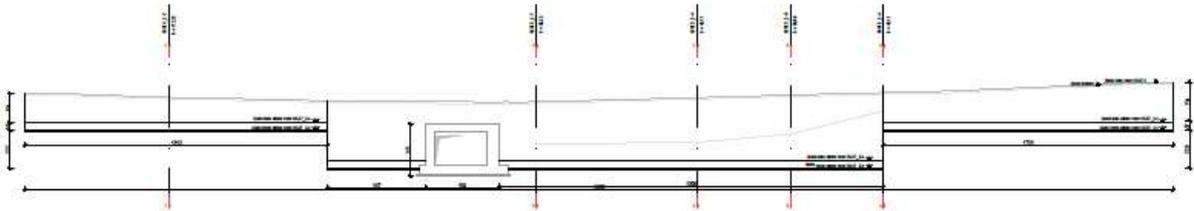
L'intervento in questione si compone della costruzione di tre opere denominate OS.07\_1, OS.07\_2 e OS.07\_3. Di queste le prime due opere costituiscono un cordolo di sostegno per una recinzione metallica posizionati lungo il profilo esterno della strada in corrispondenza dello sbocco della galleria Guinza alla km 0+208,86; la terza opera rappresenta un muro di sostegno posizionato a contorno del piazzale lato asse 5. Tutte le opere inserite all'interno della presente relazione sono espressioni di paramenti in calcestruzzo armato su zattera di fondazione.

Di seguito si illustrano l'ubicazione planimetrica e gli schemi tipologici del muro in oggetto.

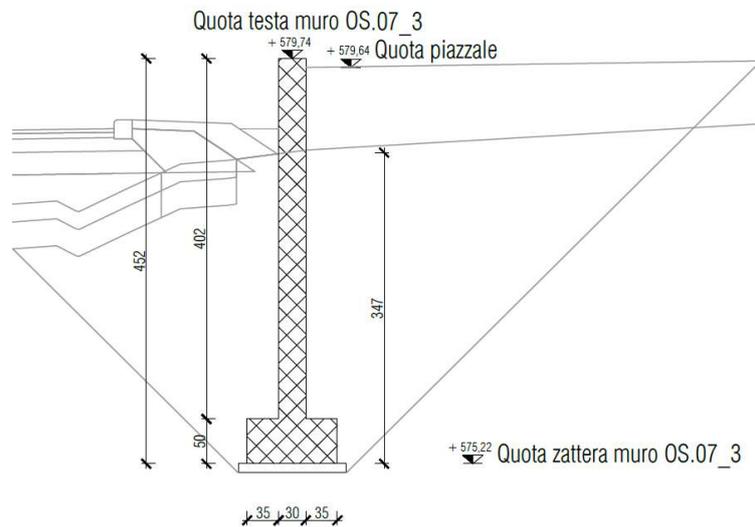




**Prospetto cordolo OS.07\_2**



**Prospetto muro OS.07\_3**



**Sezione A-A muro OS.07\_3**

L'opera OS.07\_3 si sviluppa secondo quattro spezzoni che determinano la composizione di un muro di sostegno scalettato per ovviare alla problematica delle ingenti quantità di terreno da scavare. In questo modo la zattera di fondazione su cui si regge in muro stesso viene posizionata seguendo, per quanto possibile, il profilo del terreno andando a posizionarsi sotto di esso per l'intera altezza della fondazione stessa. I due tratti centrali di muro, più altri in sezione rispetto alle ali laterali, sono interrotti dalla presenza di un tombino scatolare che ne determina la necessità di un intervento di ammorsamento laterale con l'opera idraulica. La testa del muro è di altezza variabile e segue l'andamento altimetrico del piazzale posizionato a tergo dell'opera di sostegno sormontandolo di 10 cm. Dal lato stradale corrispondente all'asse 5, viene posizionato terreno di riporto andando a costituire un gradino di differenza di terreno tra i due lati del muro di massimo 70 cm su un massimo di altezza totale dell'opera di 450 cm. L'opera risulta dunque ben inserita all'interno del contesto stradale.

La superficie di scavo provvisorio, realizzata in modo da assicurare la stabilità del terreno durante la costruzione del muro e prima delle operazioni di riempimento a tergo, viene profilata con pendenza  $h/b=1/1$ , ricorrendo localmente ad una sistemazione a gradoni che favorisce il corretto ammorsamento del riempimento sui fianchi del rilevato esistente. L'opera di scavo viene effettuata in conformità con le opere di scavo previste per la realizzazione del piazzale stesso e del tratto stradale che ne determina il contesto di inserimento.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla consultazione degli elaborati grafici allegati al progetto.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I seguenti codici sono presi a riferimento per la progettazione. La normativa di riferimento è il D.M. 17/01/2018; quando quest'ultima non sia sufficientemente esaustiva si fa riferimento agli Eurocodici, norme CNR e norme UNI / UNI-ISO / UNI-EN / UNI-EN-ISO.

### 2.1 Normativa nazionale cogente

- [1] Legge 5 novembre 1971, N. 1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [2] D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC)
- [3] C.M. 21/01/2019 n.7 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018
- [4] D.Lgs. 30/04/92, n. 285 e s.m.i. - “Nuovo Codice della Strada”
- [5] D.P.R. 16/12/92 n.495 e s.m.i. “Regolamento di esecuzione e di attuazione del Codice della Strada”

### 2.2 Eurocodici

(Con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali, la lista che segue è indicativa e non esaustiva dei codici eventualmente utilizzati nel seguito)

#### **Eurocodice** – Criteri generali di progettazione strutturale

- [1] UNI EN 1990:2006

#### **Eurocodice 1** – Azioni sulle strutture

- [2] UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
- [3] UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- [4] UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- [5] UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
- [6] UNI EN 1991-1-7:2014 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- [7] UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- [8] UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

#### **Eurocodice 2** – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- [9] UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [10] UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- [11] UNI EN 1992-4:2018 Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo

#### **Eurocodice 3** – Progettazione delle strutture in acciaio

- [12] UNI EN 1993-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [13] UNI EN 1993-1-5:2019 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

[14] UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

[15] UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica

[16] UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

[17] UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

[18] UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio

**Eurocodice 4** – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

[19] UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

[20] UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

**Eurocodice 7** – Progettazione geotecnica

[21] UNI EN 1997-1:2013 Parte 1: Regole generali

[22] UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

**Eurocodice 8** – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

[23] UNI EN 1998-1:2013 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

[24] UNI EN 1998-2:2011 Parte 2: Ponti

[25] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

## 2.3 Norme EN, UNI, ISO

### Calcestruzzo:

[1] EN 206:2016 “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

[2] UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206

### Acciaio per strutture metalliche e strutture composte:

[3] EN 10025-1:2004

[4] EN 10025-2:2019

[5] EN 10025-3:2019

[6] EN 10025-4:2019

[7] EN 10025-5:2019

[8] EN 10025-6:2019

[9] EN 10210-1

[10] EN 10219-1

### Bulloni e chiodi:

[11] EN 15048

[12] EN 14399

[13] EN 10263

### Saldature:

[14] EN ISO 4063:2011

## Relazione di calcolo Muro OS.07

---

[15] EN 1011

[16] EN ISO 9692

## 2.4 Norme CNR

Per eventuali ulteriori riferimenti si sono considerate anche le Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.):

- [1] CNR-DT 207 R1/2018 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- [2] CNR-UNI 10011/97 Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- [3] CNR-UNI 10016/98 Travi composte acciaio-calcestruzzo: istruzioni per il calcolo e l'esecuzione;
- [4] CNR-UNI 10030/87 Anime irrigidite di travi in parete piena

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo per zattera di fondazione e paramento verticale gettato in opera

Vengono rispettate le prescrizioni normative riportate nelle NTC2018.

È stato utilizzato calcestruzzo C28/35 i cui parametri sono riportati nella Tabella seguente:

<b>CALCESTRUZZO</b>			
MATERIALE	C28/35		
$f_{ck}$	=	28.00 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$f_{ck,cube}$	=	35.00 MPa	Resistenza caratteristica cubica a compressione
$f_{cm}$	=	36.00 MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
$f_{ctm}$	=	2.77 MPa	Resistenza media cilindrica a trazione
$f_{ctk}$	=	1.94 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione
$f_{ctm}$	=	3.32 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione per flessione
$E_{cm}$	=	32308.25 MPa	Modulo elastico istantaneo
$\rho$	=	2400.00 kg/m <sup>3</sup>	Densità
COEFFICIENTI			
$\nu$	=	0.20	Coefficiente di Poisson
$\alpha$	=	1.00E-06	Coefficiente di dilatazione termica
$\gamma_c$	=	1.50	Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$\alpha_{cc}$	=	0.85	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$\eta$	=	1.00	Coefficiente per la determinazione della resistenza tangenziale di calcolo
RESISTENZE DI CALCOLO			
$f_{cd}$	=	15.87 MPa	Resistenza di calcolo a compressione (valida anche per elementi piani con spessore maggiore di 50mm)
$f_{cd}$	=	12.69 MPa	Resistenza di calcolo a compressione (valida per elementi piani con spessore minore di 50mm)
$f_{ctk}$	=	1.29 MPa	Resistenza di calcolo a trazione (valida anche per elementi piani con spessore maggiore di 50mm)
$f_{ctk}$	=	1.03 MPa	Resistenza di calcolo a trazione (valida per elementi piani con spessore minore di 50mm)
$f_{bd}$	=	2.90 MPa	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo
$f_{bd}$	=	1.94 MPa	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo (valida per ancoraggi in zona di calcestruzzo teso o con armature molto addensate)
ALTRE CARATTERISTICHE			
Consistenza	=	S4	
Classe di esposizione	=	XC4	
Max A/C	=	0.50	
Classe di resistenza minima	=	C32/40	
Minimo contenuto di cemento	=	300.00 kg/m <sup>3</sup>	
Minimo contenuto d'aria	=	-- %	
Altri requisiti	=	--	
Condizione ambientale	=	Aggressiva	
$C_{min}$	=	C28/35	
$C_0$	=	C40/50	
Copriferro per barre in piastre	=	25.00 mm	( $\geq C_0$ )
Copriferro per barre in piastre	=	30.00 mm	( $C_{min} \leq C < C_0$ )
Copriferro per barre	=	30.00 mm	( $\geq C_0$ )
Copriferro per barre	=	35.00 mm	( $C_{min} \leq C < C_0$ )
Copriferro per cavi in piastre	=	35.00 mm	( $\geq C_0$ )
Copriferro per cavi in piastre	=	40.00 mm	( $C_{min} \leq C < C_0$ )
Copriferro per cavi	=	40.00 mm	( $\geq C_0$ )
Copriferro per cavi	=	45.00 mm	( $C_{min} \leq C < C_0$ )

### 3.2 Acciaio per calcestruzzo armato

Vengono rispettate le prescrizioni normative riportate nelle NTC2018.

È stato utilizzato acciaio B450C i cui parametri sono riportati nella Tabella seguente:

<i>ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO</i>			
MATERIALE	B450C		
$f_{y\ nom}$	=	450.00 MPa	Resistenza caratteristica a snervamento
$f_{t\ nom}$	=	540.00 MPa	Resistenza caratteristica a rottura
$f_{yk}$	=	450.00 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk}$	=	540.00 MPa	Tensione caratteristica a rottura
$(A_{gt})_k$	≥	7.50 %	Allungamento
$\phi < 12\text{mm}$	→	4.00 $\phi$	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
$12 \leq \phi \leq 16\text{mm}$	→	5.00 $\phi$	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
$16 \leq \phi \leq 25\text{mm}$	→	8.00 $\phi$	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
$25 \leq \phi \leq 40\text{mm}$	→	10.00 $\phi$	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
$f_{yd}$	=	391.30 MPa	Resistenza di calcolo dell'acciaio

## 4 ANALISI DI VERIFICA

### 4.1 Sezioni di verifica

Le analisi di dimensionamento dei muri sono avvenute facendo riferimento a quanto riportato al §4.

Ai fini della definizione delle sezioni di verifica è stato condotto un esame di dettaglio delle condizioni geometriche (altezza del muro, inclinazione della scarpata sottesa dal muro), delle caratteristiche stratigrafiche (spessore e tipologia delle formazioni), delle condizioni idrauliche (profondità della falda), dei carichi sollecitanti l'opera di sostegno.

Le condizioni prese a riferimento nei calcoli sono quelle complessivamente più critiche ai fini della sicurezza dell'opera dunque dimensionanti anche nei confronti delle sezioni non direttamente soggette a verifica, caratterizzate da altezze inferiori, maggiori distanze reciproche opera di sostegno-edifici, ecc. (tali fattori possono occorrere disgiuntamente o contemporaneamente).

Le verifiche dei muri, dunque, sono state effettuate riferendosi alle sezioni caratterizzate dalle massime altezze di scavo.

Le caratteristiche geometriche del muro e le armature in corrispondenza delle sezioni di verifica sono riportate nella seguente figura.

### 4.2 Modello geotecnico

Le analisi vengono condotte in condizioni di lungo termine utilizzando i parametri di resistenza al taglio drenati essendo il terreno presente a comportamento prevalentemente granulare. Come legame costitutivo viene adottato il criterio di rottura di Mohr-Coulomb in termini di tensioni efficaci.

Dal punto di vista generale il riferimento è costituito dalla caratterizzazione geotecnica contenuta nella "Relazione geotecnica generale". A partire dai valori dei parametri geotecnici indicati nella "Relazione Geotecnica", nelle verifiche dei muri si sono in definitiva adottati i valori caratteristici dei parametri geotecnici riassunti in tabella seguente.

<b>TERRENO</b>	<b><math>\gamma</math> [kN/mc]</b>	<b><math>c'</math> [kPa]</b>	<b><math>\phi'</math> [°]</b>
TERRENO DI RIPORTO	19.00	0	35

### 4.3 Approccio normativo

Le analisi sono state eseguite conformemente al D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2018), con il metodo degli stati limite ultimi SLU (sicurezza nei confronti della rottura) e stati limite di esercizio (valutazione degli stati di tensione, fessurazione e deformazioni per le condizioni relative al carico di esercizio).

Con riferimento alla sicurezza delle opere, la normativa di riferimento richiede, detto  $R_d$ , il valore della resistenza di calcolo ed  $E_d$  la risultante di calcolo dei carichi, che per ciascun stato limite ultimo deve risultare:

$$R_d \geq E_d$$

Le opere devono inoltre essere verificate nei confronti degli stati limite di esercizio.

Detto  $C_d$  il prescritto valore dell'effetto delle azioni ed  $E_d$  la risultante di calcolo dei carichi in condizioni di esercizio, deve risultare:

$$C_d \geq E_d$$

Vengono svolte due tipologie di verifiche:

- Verifiche strutturali;
- Verifiche geotecniche.

Per le verifiche inerenti i micropali e per i relativi criteri, si rimanda integralmente al §6.

Le verifiche strutturali analizzate nell'ambito del presente capitolo sono riguardanti gli elementi costituenti il muro di sostegno, cioè la parete verticale e la ciabatta di fondazione.

Esse vengono eseguite con riferimento ai seguenti stati limite:

1. verifiche di sicurezza SLU/SLV a flessione semplice/composta;
2. verifiche di sicurezza SLU/SLV a taglio;
3. verifiche di funzionalità SLE delle tensioni in esercizio;
4. verifiche di funzionalità SLE a fessurazione.

Le verifiche geotecniche vengono eseguite con riferimento ai seguenti stati limite:

1. verifiche di sicurezza SLU/SLV di stabilità globale.

Dal punto di vista generale, le analisi allo stato limite ultimo possono essere condotte con riferimento tanto a condizioni statiche (SLU propriamente inteso) che sismiche (SLV).

Nel seguito la verifica verrà eseguita per il solo scenario SLU/SLV al quale competono le sollecitazioni di progetto  $E_d$  più gravose, intendendo in tal modo indirettamente conseguite le opportune condizioni di sicurezza anche nello scenario meno gravoso non direttamente sottoposto a verifica.

Le verifiche di sicurezza strutturale vengono effettuate con riferimento all'Approccio 2 (Combinazione A1+M1+R3 in condizioni statiche, M1+R3 nel caso sismico, nel quale i coefficienti parziali sulle azioni sono unitari).

Per le verifiche di sicurezza di stabilità globale è da impiegarsi l'approccio Progettuale 1, combinazione 2 (A2+M2+R2 per il caso statico SLU, M2+R2 per quello sismico SLV, in cui i coefficienti amplificativi delle azioni sono unitari).

La valutazione del grado di sicurezza avviene con riferimento a quanto disposto nell'impianto normativo per i muri di sostegno ai § 6.5.3.1.1 e §6.8.2 per la analisi statiche e al § 7.11.4 e §7.11.6.2 per le verifiche sismiche.

Nelle analisi si è tenuto conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 5.3 e Tabella 5.4 (§6.2.3.1.1 e 6.2.3.1.2 del NTC2018) sulle azioni  $\gamma_F$  e sui parametri geotecnici  $\gamma_M$ , e di quelli operanti sulla resistenza globale del sistema opera-terreno rispettivamente per le verifiche di stabilità globale (Tabella 5.5, paragrafo 6.8.2 di NTC2018) e per le verifiche di resistenza interna (Tabella 5.6).

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

**Tabella 4.1 - Coefficienti parziali per le azioni**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente Parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1.0	1.25
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0	1.0

**Tabella 4.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Coefficiente	R2	
	SLU	SLV
$\gamma_R$	1.1	1.2

**Tabella 4.3 - Coefficienti parziali sul sistema geotecnico per le verifiche di stabilità globale**

### 4.3.1 Verifiche strutturali

Nelle verifiche agli SLU/SLV, la parete da un punto di vista statico è schematizzabile come una mensola incastrata alla base in corrispondenza della ciabatta di fondazione. I carichi agenti determinano in ogni sezione uno stato di sollecitazione di flessione composta e taglio.

Nelle verifiche agli SLU/SLV, la ciabatta di fondazione da un punto di vista statico è schematizzabile come due mensole, una di monte ed una di valle, incastrate alla base in corrispondenza della sezione a filo parete verticale. I carichi agenti determinano in ogni sezione uno stato di sollecitazione di flessione semplice e taglio.

#### 4.3.1.1 Verifica di sicurezza SLU/SLV a taglio

Nella verifica di resistenza agli SLU/SLV a taglio, il valore caratteristico dell'azione resistente  $V_{Rd}$  viene determinata in accordo ai criteri di cui al §4.1.2.3.5.1 e §4.1.2.3.5.2 delle NTC2018, rispettivamente in assenza di specifica armatura a taglio e per una sezione dotata di specifica armatura resistente a taglio.

**Relazione di calcolo Muro OS.07**

Il valore dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ , in cui  $V_{Rd}$  è, in prima battuta, la resistenza di calcolo a taglio in assenza di specifica armatura a taglio (eq. 4.1.23 NTC 2018):

$$V_{Rd} = \{ [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \}$$

dove:  $f_{ck}$  espresso in Mpa

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$d$  altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{bd} + d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ )

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm)

Con riferimento all'armatura trasversale, invece, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con l'equazione 4.1.27 delle NTC2018 seguente.

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con l'eq. 4.1.28 delle NTC2018 seguente.

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + (\cot \theta)^2)$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

dove:

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto l'asse della trave;

$v f_{cd}$  resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $v = 0,5$ )

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$  per  $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$

1,25 per  $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$

$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$  per  $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Le armature longitudinali verranno dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di

Relazione di calcolo Muro OS.07

$$a_1 = (0,9 \cdot d \cdot \cot \theta) / 2$$

Lungo l'asse della trave, nel verso meno favorevole.

#### **4.3.1.2 Verifica di sicurezza SLU/SLV a flessione**

La verifica di resistenza SLU/SLV per flessione composta consiste nel controllare che il punto rappresentativo della coppia di valori delle azioni di calcolo forza normale  $N_{Ed}$  e momento flettente  $M_{Ed}$  derivante dalla combinazione di carico allo SLU/SLV risulti interno al dominio resistente della sezione.

Deve risultare  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ , con  $M_{Ed}$  massimo valore del momento flettente sollecitante e

$M_{Rd}$  momento resistente di progetto.

#### **4.3.1.3 Verifica di funzionalità SLE di limitazione delle tensioni in esercizio**

Secondo quanto previsto dalle NTC2018 al §4.1.2.2.5 e dalla Circolare esplicativa n.7 delle NTC2018 al §C4.1.2.2.5, per la verifica allo SLE delle tensioni massime di compressione nel calcestruzzo, andrà verificato che il valore della tensione massima nel calcestruzzo soddisfi le relazioni:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente} \quad [4.1.16]$$

Occorre verificare anche la tensione massima nelle armature d'acciaio soddisfi la relazione:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,80 f_{yk} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.17]$$

#### **4.3.1.4 Verifica di funzionalità SLE a fessurazione**

La verifica a fessurazione avviene ai sensi di quanto disposto al §4.1.2.2.4 di NTC 2018.

Si valuta lo stato limite di apertura delle fessure; per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione viene fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Nel caso delle strutture in oggetto, si considerano condizioni ambientali ordinarie. I muri sono armati con armatura ordinaria, da considerarsi poco sensibili nei confronti della corrosione.

Di seguito si riporta la Tabella 4.1.IV del paragrafo 4.1.2.2.4.4 delle NTC2018, con i limiti di fessure per lo stato limite di esercizio considerato.

**Tab. 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione**

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Il valore di calcolo di apertura delle fessure ( $w_d$ ) non deve superare i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV. Il valore di calcolo è dato da:

$$w_k = 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Dove:  $\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$  deformazione unitaria media delle barre d'armatura

$\sigma_s$  è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$$

$A_{c,eff}$  è l'area di calcestruzzo efficace

$k_t$  è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

$$k_t = \begin{cases} 0,6 & \text{carichi di breve durata} \\ 0,4 & \text{carichi di lunga durata} \end{cases}$$

$$\Delta_{sm} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{eff}} \quad \text{distanza media tra le fessure}$$

$\emptyset$  è il diametro delle barre ( $\emptyset_{eq}$  equivalente se si utilizzano più barre)

$$\emptyset_{eq} = \frac{n_1 \emptyset_1^2 + n_2 \emptyset_2^2}{n_1 \emptyset_1 + n_2 \emptyset_2}$$

$$k_1 = \begin{cases} 0,8 & \text{barre ad aderenza migliorata} \\ 1,6 & \text{barre lisce} \end{cases}$$

$$k_2 = \begin{cases} 0,5 & \text{se flessione semplice} \\ 1 & \text{se trazione semplice} \end{cases} \quad \text{in caso di trazione eccentrica } k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \cdot \varepsilon_1}$$

dove  $\varepsilon_1$  e  $\varepsilon_2$  sono le deformazioni più grande e più piccola nella sezione fessurata.

$$k_3 = 3,4$$

$$k_4 = 0,425$$

### 4.3.2 Verifiche geotecniche

La resistenza di progetto  $R_d$  del sistema geotecnico viene dedotta come (§6.2.4.1 di NTC2018):

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Il coefficiente di sicurezza parziale  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema, coerentemente con le prescrizioni normative, viene mutuato dal set R2 relativo alle condizioni di stabilità dei fronti di scavo.

Una volta amplificate le azioni e parzializzate le caratteristiche geotecniche dei terreni nei modi sopra precisati, si adotta un coefficiente di sicurezza minimo pari a:

In condizioni statiche:  $FS_{adm} = \gamma_R = 1.1$

In condizioni sismiche (pseudo-statiche):  $FS_{adm} = \gamma_R = 1.2$

#### 4.4 Metodi e analisi di calcolo

Le verifiche sono state eseguite con i classici metodi presenti diffusamente in letteratura e dettagliati in premessa ai tabulati di calcolo allegati al presente elaborato, al quale si rimanda per approfondimenti e delucidazioni. La spinta delle terre è stata valutata considerando il muro che non sia libero di roto-traslare a causa della presenza dei pali di fondazione. Il coefficiente di spinta a riposo (terreni normali-consolidati) è stato calcolato secondo l'espressione seguente:

$$k_o = 1 - \sin \varphi'$$

Si trascura a favore della sicurezza l'attrito fra il terreno e il paramento del muro ( $\delta = 0$ ) quindi la retta di azione della spinta risulta orizzontale.

Le spinte ottenute in tale modo sono state considerate come azioni agenti a tergo del muro valutando le sollecitazioni sugli elementi "plate" della parete e della zattera di fondazione sia sulle "beam" dei pali.

In riferimento a §10.2 delle Norme Tecniche si riportano alcune indicazioni relative al tipo di analisi svolta e alle caratteristiche del codice di calcolo utilizzato.

##### 4.4.1 Tipo di analisi svolta

Per il suddetto modello si è eseguita un'analisi pseudo-statica lineare in ottemperanza alle NTC18. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nel tempo e nello spazio, proporzionale al peso  $W$  del volume del terreno potenzialmente instabile. Nelle verifiche allo stato limite ultimo le componenti orizzontale e verticale si possono esprimere come quanto riportato al §7.11.3.5.2 delle NTC2018:

$$F_h = k_h \cdot W \quad F_v = k_v \cdot W$$

Con:  $k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (a_{max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g)$   
 $k_v = \pm 0,5k_h$

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella Tab. 7.11.1 al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido.

**Tab. 7.11.1 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito**

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

##### 4.4.2 Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

Relazione di calcolo Muro OS.07

- Grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- Storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- Utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- Pratica d'uso frequente.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche, isotrope ed omogenee.

#### **4.4.3 Origine e caratteristiche del codice di calcolo**

Il software utilizzato per il calcolo è il MIDAS/Gen prodotto da:

**MIDAS Information Technology, Co., Ltd.**

SKn Technopark Tech-center 15th fl. 190-1 Sangdaewon1-dong

Jungwon-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 462-721, Korea

Tel: 82-31-789-2000 Fax: 82-31-789-2001

Il n° di serie della Licenza è: midas Gen / USGW000935

#### 4.5 Azioni sismiche

Le analisi sismiche sono state effettuate secondo un approccio pseudo-statico con azioni statiche equivalenti all'azione inerziale e proporzionali, tramite i coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v = \pm 0,5k_h$ , al peso della massa potenzialmente instabile. Il segno  $\pm$  sta ad indicare che la componente verticale dell'azione sismica è considerata agente sia verso l'alto che verso il basso.

Considerando i seguenti parametri:

Vita nominale della costruzione:	$V_N = 50 \text{ anni};$
Classe d'uso:	$IV - c_u = 2,0;$
Periodo di riferimento:	$V_R = 50 \text{ anni} \cdot 2,0 = 100 \text{ anni};$
Terreno tipo:	$B$
Categoria topografica:	$T2$
Fattore di struttura:	$q_0 = 1,5$
Regolarità in altezza:	$SI$

Si riportano i valori delle principali grandezze sismiche per il sito di progetto relative allo stato limite di salvaguardia della vita SLV e di danno SLD, limitatamente al caso analizzato.

SLATO LIMITE	$a_g$ [g]	$S_s$ [-]	$S_T$ [-]	$S$ [-]	$a_{max}$ [g]	$\beta_m$ [-]	$k_h$	$k_v$
SLD	0.124	1.200	1.200	1.440	0.179	1.0	0.179	$\pm 0.090$
SLV	0.288	1.124	1.200	1.349	0.388	1.0	0.388	$\pm 0.194$

**Tabella 4.4 – Parametri sismici**

dove:  $a_g$  accelerazione sismica massima attesa di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale;

$S_s$  coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$S_T$  coefficiente di amplificazione topografica;

$$S = S_s \cdot S_T;$$

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

$\beta_m$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

$k_h$  coefficiente pseudo-statico orizzontale per muri;

$k_v$  coefficiente pseudo-statico verticale per muri;

Si noti in particolare che, in coerenza con quanto disposto al §7.11.6.2.1 di NTC2018, per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il valore del coefficiente  $\beta_m$  è stato assunto unitario.

Per tener conto delle azioni sismiche, nel caso dinamico oltre alla spinta statica sono state considerate anche forze di inerzia orizzontali e verticali, proporzionali al peso della struttura e del cuneo di spinta, ed un incremento di spinta orizzontale del terreno.

L'incremento di spinta del terreno  $\Delta P_d$  è pari alla differenza tra la spinta calcolata in condizioni statiche+sismiche ( $F_d$ ) e quella calcolata in condizioni statiche ( $F$ ):

$$\Delta P_d = F_d - F$$

La spinta di calcolo risultante del terreno, somma di quella statica e di quella dinamica, è data dall'equazione seguente:

$$F_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2$$

Dove  $H$  è l'altezza del muro,  $\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno,  $K$  è il coefficiente di spinta statico+dinamico del terreno, che per gli stati di spinta attiva viene ricavato a mezzo della formula di Mononobe-Okabe e  $k_v$  è il coefficiente sismico verticale.

Nelle analisi l'incremento di spinta è stato applicato a tergo del muro come un carico distribuito di forma rettangolare. Occorre considerare inoltre le forze d'inerzia dovute alla massa del muro e del cuneo di spinta, che assumono la seguente espressione:

$$F_h = k_h \cdot W \qquad F_v = k_v \cdot W$$

in cui  $W$  è la massa inerziale equivalente del muro e del terreno soprastante la zattera di fondazione a monte del muro. Tali forze vanno applicate nel baricentro dei pesi.

#### 4.6 Analisi dei carichi

Ai fini dei calcoli dei muri di sostegno sono stati considerati i seguenti carichi:

G1- Peso proprio elementi strutturali in cemento armato (muro di sostegno e pali):

Calcolato automaticamente dal programma di calcolo; ( $\gamma_{C.A.}=25$  kN/mc)

G2- Peso proprio del terreno di riempimento sopra la zattera di fondazione:

Dimensioni terreno sopra la zattera 2.00m x 5.00m;

$$W_{G2} = \gamma_t \cdot Vol = 19 \frac{kN}{m^3} \cdot (2,0 \cdot 5,0)m^2 = 190,0 \frac{kN}{m};$$

Distribuendolo uniformemente sopra la zattera di fondazione si ottiene una pressione pari a:

$$p_{G2} = \gamma_t \cdot H = 19 \frac{kN}{m^3} \cdot 5m = 95,0 kPa;$$

Urto – Azione definita secondo §3.6.3.3.2 delle NTC2018:

Azione di collisione accidentale:  $F = 100kN$  (h=1,00m sopra il muro)

(utilizzato un legame cinematico rigido sul muro che simula il montante della barriera)

#### **4.7 Risultati delle verifiche strutturali**

Sono state eseguite conformemente alle seguenti distinte dei ferri d'armatura:

#### 4.7.1 Verifica a taglio della parete

Le sollecitazioni Taglianti massime sono alla base del muro e si hanno nella combinazione Fondamentale agli stati limite ultimi SLU\_F1. Le sollecitazioni ottenute sono riportate nella figura seguente:

Si considera dunque una sollecitazione massima sulla parete pari a :

$$V_{Ed} = \frac{kNm}{m};$$

Le caratteristiche dei materiali impiegati per la realizzazione del paramento verticale del muro sono le seguenti:

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

ACCIAIO:	B 450 C	
$f_{yk}$	450	MPa
$E_s$	210000	MPa
$\nu_s$	1.15	
$f_{yd}$	391.3	MPa
CLS:	C 32/40	
$f_{ck}$	32	MPa
$R_{ck}$	40	MPa
$E_{cm}$	33345.8	MPa
$\gamma_c$	1.5	
$\alpha_{cc}$	0.85	
$f_{cd}$	18.13	MPa
$f_{cm}$	40	MPa
$f_{ctm}$	3.024	MPa
$f_{ctk}$	2.117	MPa
$f_{ctd}$	1.411	MPa

#### 4.7.2 Verifica a taglio della ciabatta di fondazione

Le sollecitazioni Taglianti massime sulla zattera di fondazione del muro e si hanno nella combinazione sismica agli stati limite di salvaguardia della vita SLV1. Le sollecitazioni ottenute sono riportate nella figura seguente:

Si considera dunque una sollecitazione massima sulla parete pari a :

$$V_{Ed} = \frac{kNm}{m};$$

Le caratteristiche dei materiali impiegati per la realizzazione del paramento verticale del muro sono le seguenti:

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI		
ACCIAIO:	B 450 C	
$f_{yk}$	450	MPa
$E_s$	210000	MPa
$\gamma_s$	1.15	
$f_{yd}$	391.3	MPa
CLS:	C 28/35	
$f_{ck}$	28	MPa
$R_{ck}$	35	MPa
$E_{cm}$	32308.2	MPa
$\gamma_c$	1.5	
$\alpha_{cc}$	0.85	
$f_{ctd}$	15.87	MPa
$f_{cm}$	36	MPa
$f_{ctm}$	2.766	MPa
$f_{ctk}$	1.936	MPa
$f_{ctd}$	1.291	MPa

### **4.7.3 Verifica a flessione della parete**

Le verifiche strutturali sono state eseguite utilizzando il programma di calcolo per il calcolo della resistenza delle sezioni in calcestruzzo armato "VCA\_SLU" del prof. Piero Gelfi in ottemperanza alle NTC2018.

#### **4.7.3.1 Momento massimo in sommità del muro**

Le sollecitazioni flessionali massime in sommità del muro si hanno nella combinazione eccezionale per la quale l'urto sulle barriere crea un effetto localizzato in corrispondenza del montante della barriera. Le sollecitazioni massime ottenute sono riportate nella figura seguente:

$$M_{Ed} = kNm$$

Risulta che il momento resistente sulla testa del muro in sommità è pari a:

$$M_{Rd} = kNm$$

$$M_{Ed} = kNm < kNm = M_{Rd}$$

#### 4.7.3.2 Momento massimo alla base del muro

Le sollecitazioni flessionali massime alla base del muro si hanno nella combinazione sismica agli stati limite di salvaguardia della vita SLV per la quale le sollecitazioni ottenute sono riportate nella figura seguente:

Si ottiene un momento flettente massimo pari a:

$$M_{Ed} = \frac{kNm}{m};$$

Alla base del muro la sezione è sollecitata da presso-flessione il cui valore dello sforzo normale agente è pari al peso del paramento verticale del muro che grava alla base, pari a:

$$N_{Ed} = \gamma_{G1} \cdot \gamma_{c.a.} \cdot s \cdot H = 1 \cdot \frac{kN}{m^3} \cdot 0,3 m \cdot 4 m = \frac{kN}{m};$$

Risulta che il momento resistente sulla testa del muro è pari a:

$$M_{Rd} = kNm$$

Essendo dunque:

$$M_{Ed} = kNm < kNm = M_{Rd}$$

#### **4.7.4 Verifica a flessione della ciabatta di fondazione**

Le sollecitazioni flessionali massime sulla zattera di fondazione del muro si hanno nella combinazione sismica agli stati limite di salvaguardia della vita SLV per la quale le sollecitazioni ottenute sono riportate nella figura seguente:

Si ottiene un momento flettente massimo pari a:

$$M_{Ed} = \frac{kNm}{m};$$

Risulta che il momento resistente sulla testa del muro è pari a:

$$M_{Rd} = kNm$$

Essendo dunque:

$$M_{Ed} = kNm < kNm = M_{Rd}$$

## 5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

### 5.1 Criteri di calcolo

Le analisi dei micropali di fondazione sono state eseguite conformemente all'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni (NTC2018).

Nel seguito vengono analizzate esclusivamente le condizioni di sicurezza: le analisi di funzionalità relative alle condizioni di esercizio (SLE) vengono omesse in considerazione del fatto che i pali riducono notevolmente i fenomeni di cedimento. Dal punto di vista geotecnico tale circostanza fa sì che non siano da temersi fenomeni deformativi che possano compromettere la funzionalità della struttura di interesse.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) vengono effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure esplicitati di seguito e nei successivi paragrafi.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq R_d$ , dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, mentre  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Lo sviluppo del calcolo di progetto del singolo micropalo viene effettuato con riferimento ai seguenti stati limite ultimi:

- portanza verticale dei pali;
- resistenza della sezione per carichi assiali;
- resistenza a flessione della sezione;
- resistenza a taglio della sezione;
- portanza trasversale,

accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Per tutti gli SLU sopra elencati, in ottemperanza alle prescrizioni della normativa tecnica di riferimento, si procede con l'approccio 2 (A1+M1+R3, M1+R3 nel caso sismico SLV).

L'entità del valore dell'azione di progetto agli SLU/SLV è stata quantificata in base agli scarichi derivanti dal calcolo strutturale sotto forma di caratteristiche di sollecitazione agenti in corrispondenza della sommità del micropalo.

## 5.2 Modello di calcolo

## 5.3 Sollecitazioni agenti

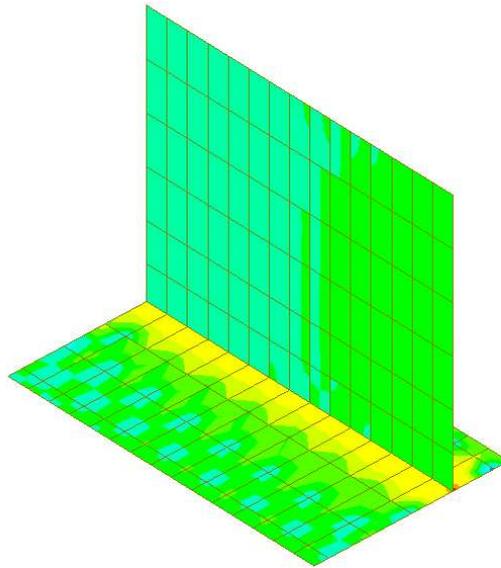
### 5.3.1 Condizioni elementari di carico

- G1-Struttura in elevazione

midas Gen POST-PROCESSOR PLATE FORCE	
MOMENT-AbsMax	
	68.6707
	59.7748
	50.8790
	41.9831
	33.0873
	24.1915
	15.2956
	6.3998
	0.0000
	-11.3919
	-20.2877
	-29.1836

ST: G1
ELEMENT
MAX : 296
MIN : 296
FILE: MUROPALI14-
UNIT: kN*m/m
DATE: 02/07/2023
VIEW-DIRECTION
X: -0.595
Y: 0.555
Z: 0.581



**Relazione di calcolo Muro OS.07**

midas Gen  
 POSTI-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 SHEAR-Max

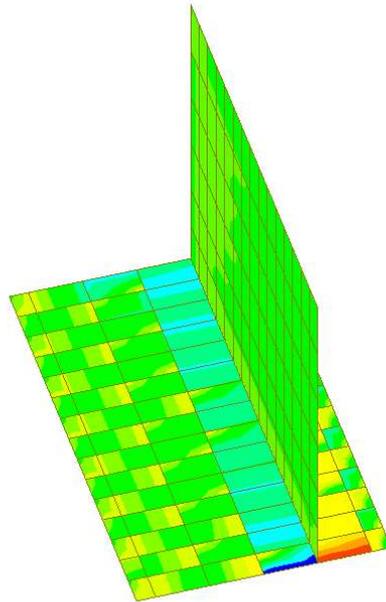
69.8511
53.8718
37.8925
21.9132
0.0000
-10.0454
-26.0246
-42.0039
-57.9832
-73.9625
-89.9418
-105.9211

ST: G1  
 ELEMENT

MAX : 311  
 MIN : 296

FILE: MUROPALI14~  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.672  
 Y: 0.199  
 Z: 0.713



midas Gen  
 POSTI-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 FORCE-AbsMax

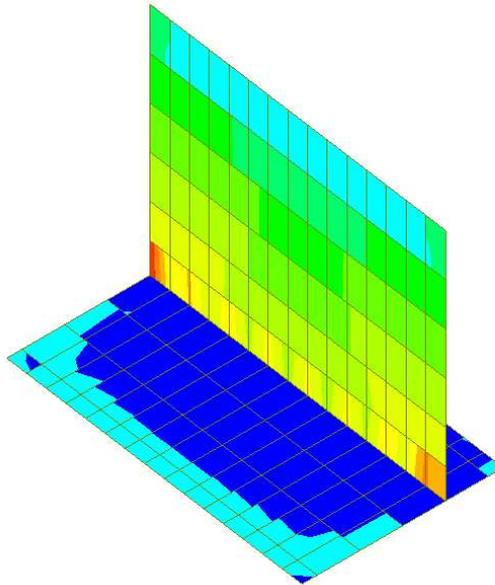
25.8062
0.0000
-11.4337
-30.0537
-48.6737
-67.2937
-85.9136
-104.5336
-123.1536
-141.7736
-160.3936
-179.0136

ST: G1  
 ELEMENT

MAX : 325  
 MIN : 385

FILE: MUROPALI14~  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.561  
 Y: 0.487  
 Z: 0.669



- **G1-Struttura in fondazione**

Relazione di calcolo Muro OS.07

RTP di progettazione:

Mandataria:



Mandanti:



**sinergo**

• **G2-Struttura in elevazione**

midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 MOMENT-AbsMax

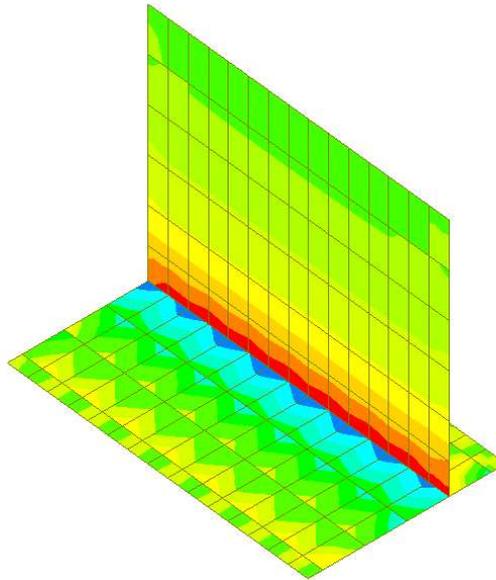
275.0419
229.6764
180.3109
130.9453
81.5798
32.2143
0.0000
-66.5168
-115.8823
-165.2479
-214.6134
-263.9789

ST: G2  
 ELEMENT

MAX : 374  
 MIN : 325

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN\*m/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.565  
 Y: 0.509  
 Z: 0.650



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 SHEAR-Max

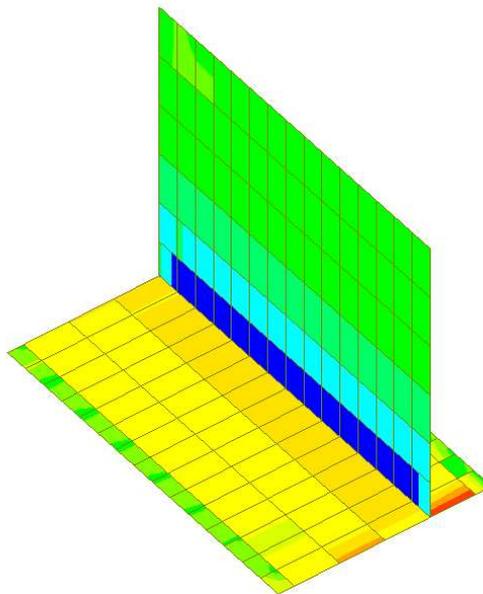
163.9043
124.1193
84.3342
44.5491
0.0000
-35.0210
-74.8060
-114.5911
-154.3762
-194.1612
-233.9463
-273.7313

ST: G2  
 ELEMENT

MAX : 382  
 MIN : 296

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.589  
 Y: 0.444  
 Z: 0.676



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 FORCE-AbsMax

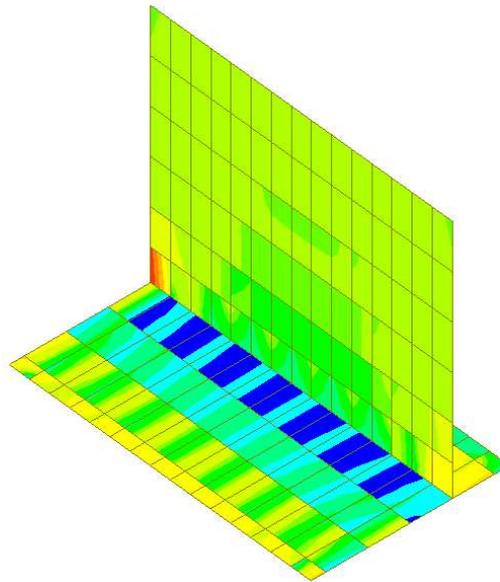
136.0987
106.1581
76.2175
46.2768
16.3362
0.0000
-43.5451
-73.4857
-103.4263
-133.3669
-163.3076
-193.2482

ST: G2  
 ELEMENT

MAX : 310  
 MIN : 385

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.565  
 Y: 0.509  
 Z: 0.650



- **G2-Struttura in fondazione**

- **Q\_acc-Struttura in elevazione**

midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 MOMENT-AbsMax

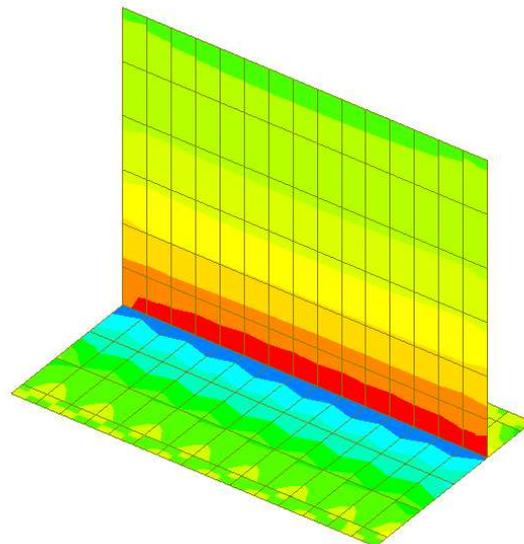
134.5785
111.8848
89.1910
66.4973
43.8036
21.1098
0.0000
-24.2777
-46.9714
-69.6652
-92.3589
-115.0527

ST: QACC  
 ELEMENT

MAX : 374  
 MIN : 315

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN\*m/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.478  
 Y: 0.689  
 Z: 0.581



**Relazione di calcolo Muro OS.07**

midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 SHEAR-Max

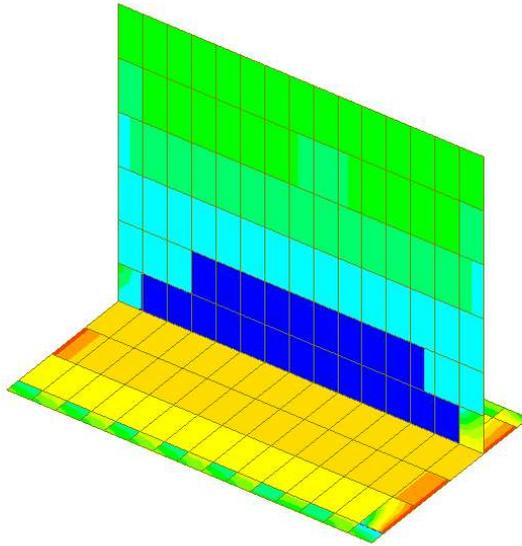
49.9623
37.5099
25.0575
12.6051
0.0000
-12.2997
-24.7522
-37.2046
-49.6570
-62.1094
-74.5618
-87.0142

ST: QACC  
 ELEMENT

MAX : 374  
 MIN : 341

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.478  
 Y: 0.659  
 Z: 0.581



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 FORCE-AbsMax

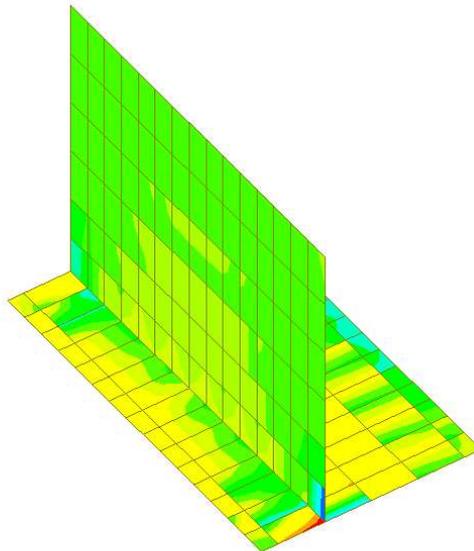
59.2792
49.2831
39.2870
29.2909
19.2948
9.2987
0.0000
-10.6935
-20.6896
-30.6857
-40.6818
-50.6779

ST: QACC  
 ELEMENT

MAX : 310  
 MIN : 385

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: 0.603  
 Y: -0.414  
 Z: 0.682



- **Q\_acc-Struttura in fondazione**

- **Q\_urto-Struttura in elevazione**

midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 MOMENT-AbsMax

211.9332
182.6690
153.4048
124.1407
94.8765
65.6123
36.3481
0.0000
-22.1802
-51.4444
-80.7086
-109.9727

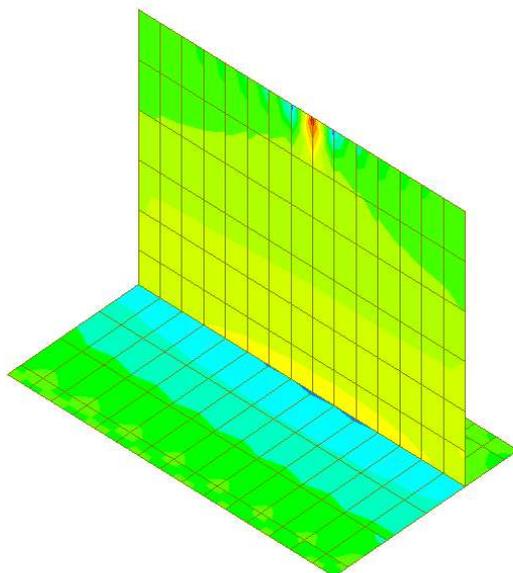
ST: URIO  
 ELEMENT

MAX : 453  
 MIN : 453

FILE: MUROPALI14~  
 UNIT: kN\*m/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION

X: -0.519  
 Y: 0.547  
 Z: 0.656



midas Gen  
 POSTI-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 SHEAR-Max

150.0738
121.9154
93.7569
65.5985
37.4400
0.0000
-18.8769
-47.0353
-75.1938
-103.3522
-131.5106
-159.6691

ST: URTO  
 ELEMENT

MAX : 452  
 MIN : 453

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.519  
 Y: 0.547  
 Z: 0.656

midas Gen  
 POSTI-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 FORCE-AbsMax

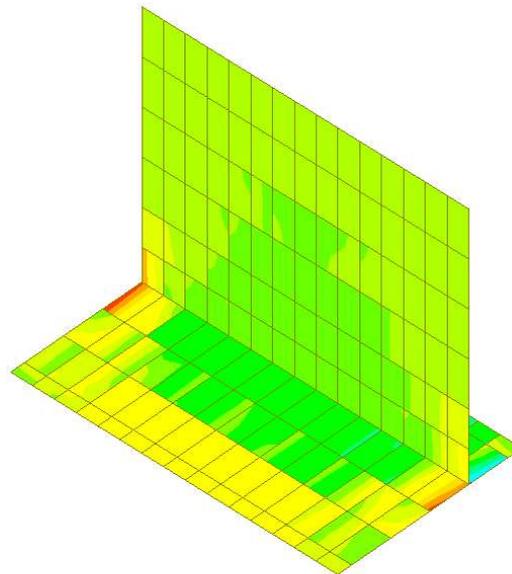
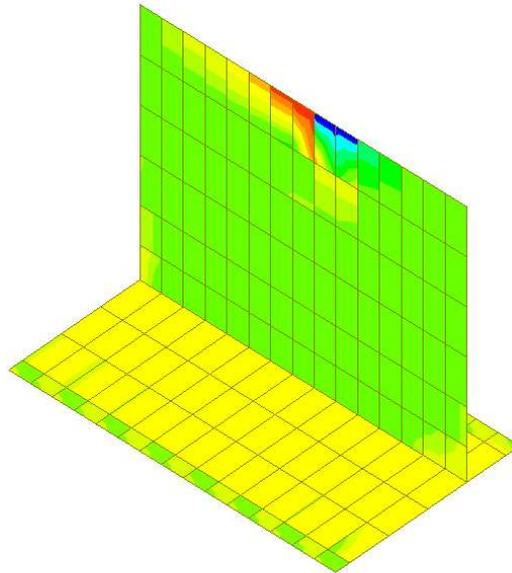
49.6642
40.1190
30.5738
21.0286
11.4834
0.0000
-7.6071
-17.1523
-26.6975
-36.2427
-45.7879
-55.3331

ST: URTO  
 ELEMENT

MAX : 310  
 MIN : 325

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.519  
 Y: 0.547  
 Z: 0.656



- **Q\_urto-Struttura in fondazione**

### 5.3.2 Inviluppi

- SLU-Struttura in elevazione

midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 MOMENT-AbsMax

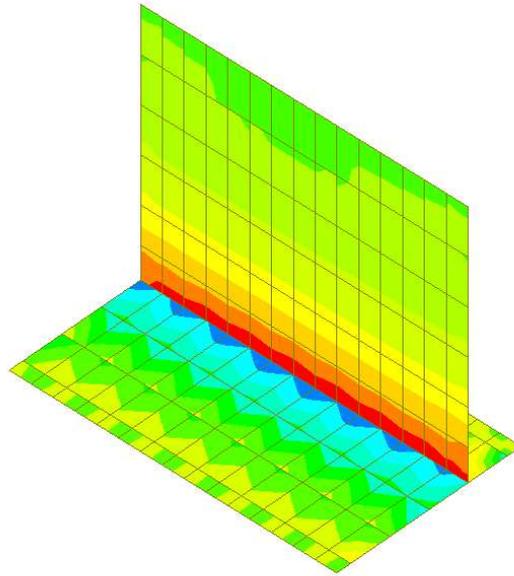
620.6890
516.1536
411.6182
307.0823
202.5473
98.0119
0.0000
-111.0589
-215.5943
-320.1296
-424.6652
-529.2006

CBALL: ENV SLU  
 ELEMENT

MAX : 374  
 MIN : 317

FILE: MUROPALI14~  
 UNIT: kN\*m/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.519  
 Y: 0.547  
 Z: 0.656



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 SHEAR-Max

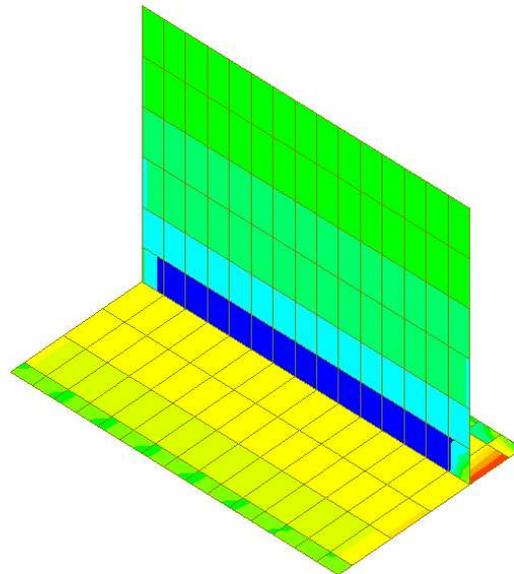
319.9840
230.1981
140.4123
50.6265
0.0000
-128.9451
-218.7309
-308.5167
-398.3026
-488.0884
-577.8742
-667.6600

CBALL: ENV SLU  
 ELEMENT

MAX : 382  
 MIN : 296

FILE: MUROPALI14~  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.519  
 Y: 0.547  
 Z: 0.656



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 FORCE-AbsMax

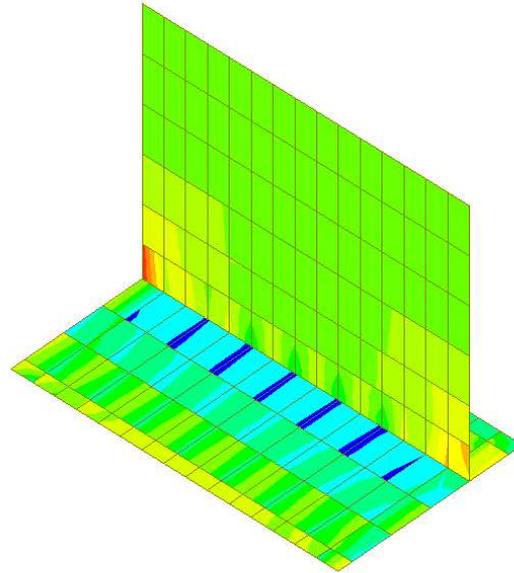
325.1844
241.4536
157.7227
73.9918
0.0000
-93.4700
-177.2009
-260.9318
-344.6626
-428.3935
-512.1244
-595.8553

CBALL: ENV SLU  
 ELEMENT

MAX : 310  
 MIN : 385

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.519  
 Y: 0.547  
 Z: 0.656



- **SLU-Struttura in fondazione**

- **SLE Rara-Struttura in elevazione**

midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 MOMENT-AbsMax

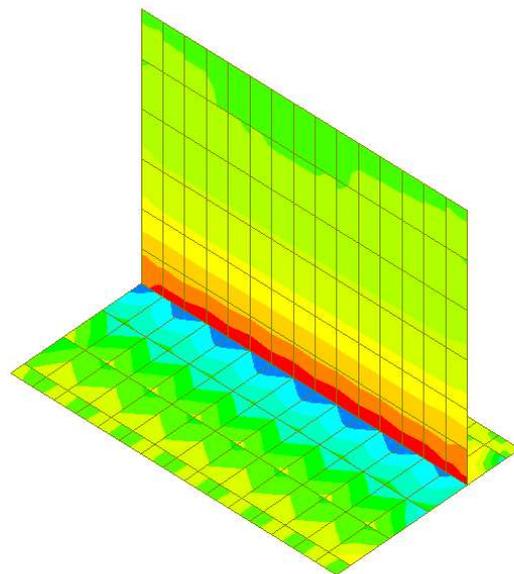
279.0419
251.0214
223.0009
194.9804
166.9599
138.9394
110.9189
82.8984
54.8779
26.8574
0.0000
-29.1836

CB: ENV SLE RARA  
 ELEMENT

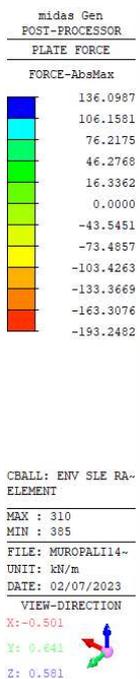
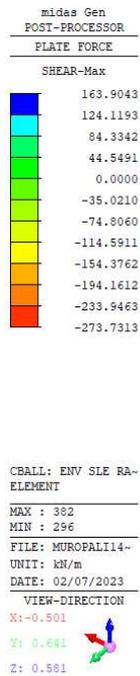
MAX : 374  
 MIN : 296

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN\*m/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.519  
 Y: 0.547  
 Z: 0.656



**Relazione di calcolo Muro OS.07**



- SLE Rara-Struttura in fondazione

- SLE Frequente-Struttura in elevazione

Relazione di calcolo Muro OS.07

RTP di progettazione:

Mandataria:



Mandanti:



sinergo

midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 MOMENT-AbsMax

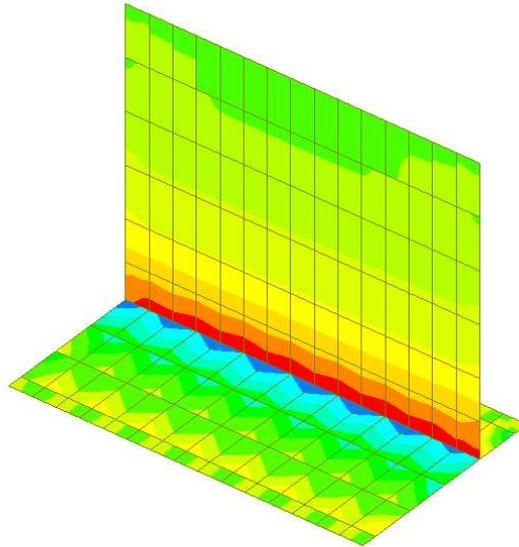
275.0419
229.6764
180.3109
130.9453
81.5798
32.2143
0.0000
-66.5168
-115.8823
-165.2479
-214.6134
-263.9789

CBALL: ENV SLE FR-  
 ELEMENT

MAX : 374  
 MIN : 325

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN\*m/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.501  
 Y: 0.641  
 Z: 0.581



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 SHEAR-Max

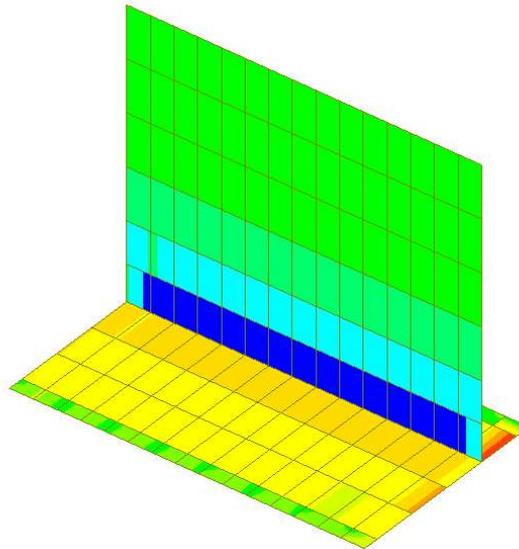
163.9043
124.1193
84.3342
44.5491
0.0000
-35.0210
-74.8060
-114.5911
-154.3762
-194.1612
-233.9463
-273.7313

CBALL: ENV SLE FR-  
 ELEMENT

MAX : 382  
 MIN : 296

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: kN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.501  
 Y: 0.641  
 Z: 0.581



**Relazione di calcolo Muro OS.07**

midas Gen  
 POSTI-PROCESSOR  
 PLATE FORCE  
 FORCE-AbsMax

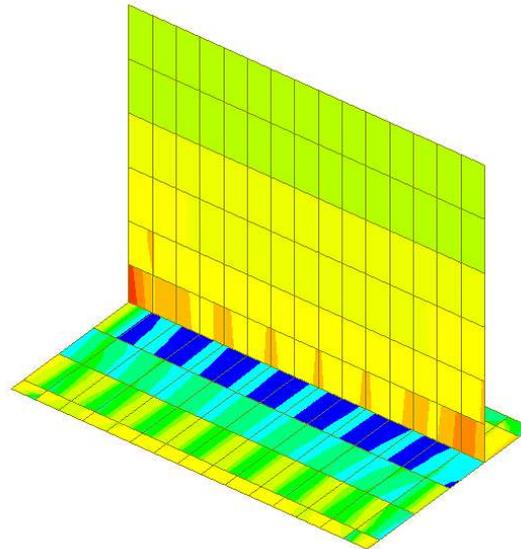
136.0987
106.1581
76.2175
46.2768
16.3362
0.0000
-43.5451
-73.4857
-103.4263
-133.3669
-163.3076
-193.2482

CBALL: ENV SLE FR-  
 ELEMENT

MAX : 310  
 MIN : 385

FILE: MUROPALI14-  
 UNIT: KN/m  
 DATE: 02/07/2023

VIEW-DIRECTION  
 X: -0.501  
 Y: 0.641  
 Z: 0.581



- **SLE Frequente-Struttura in fondazione**

## 6 GIUDIZIO MOTIVATO DI AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI