

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



DIREZIONE TECNICA
U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI
RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA

Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento - relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IF1W 00 D 29 CL TR0100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G. Usai <i>[Signature]</i>	09.2018	P. Di Nucci <i>[Signature]</i>	09.2018	D. Aprea <i>[Signature]</i>	09.2018	F. Arduini 09/2018 ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Ing. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 16302 del 4/4

INDICE

1.	PREMESSA	4
2.	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
2.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	6
2.2	DOCUMENTI CORRELATI	6
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1	CEMENTO ARMATO	7
3.1.1	<i>Calcestruzzo strutturale C30/37</i>	7
3.1.2	<i>Acciaio di armatura in barre tonde ad aderenza migliorata</i>	8
3.1.3	<i>Copriferro</i>	9
3.1.4	<i>Prove sui materiali</i>	9
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
5.	CRITERI PROGETTUALI	13
5.1	VITA NOMINALE	13
5.2	CLASSE D'USO	13
5.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	13
6.	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	14
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G ₁)	14
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G ₂)	14
6.2.1	<i>Ballast e armamento e banchine</i>	14
6.2.2	<i>Spinta del terreno</i>	15
6.3	CARICHI ACCIDENTALI (Q _k)	16
6.3.1	<i>Sovraccarico accidentale ferroviario mobile</i>	16
6.3.2	<i>Avviamento e frenata ferroviaria</i>	17

**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	3 di 54

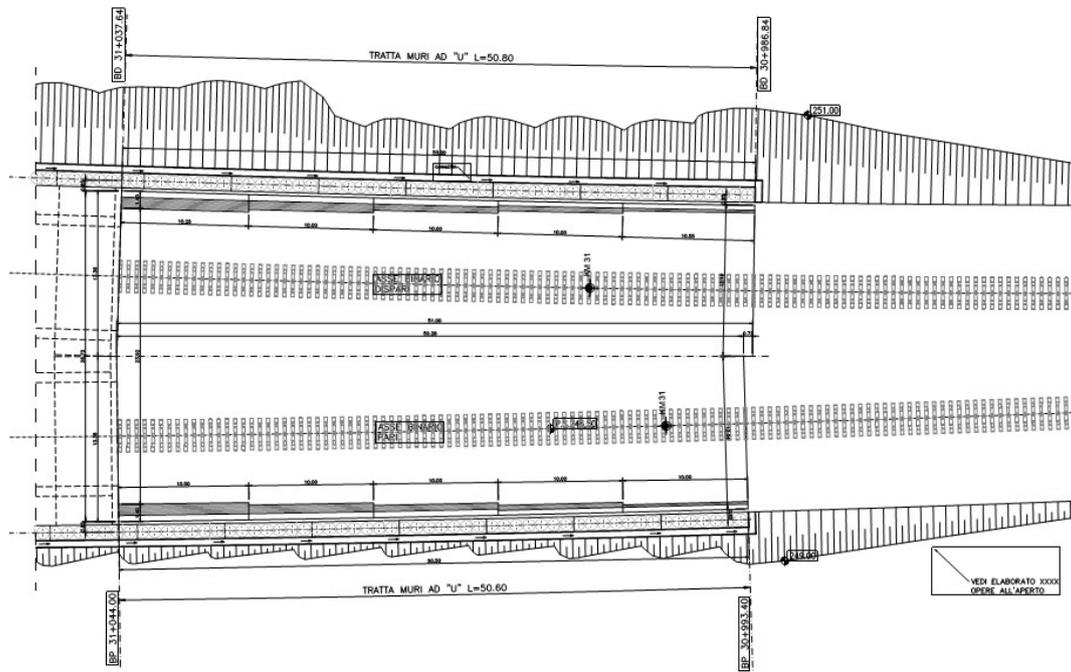
6.4	VARIAZIONE TERMICA	17
6.5	RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO	18
6.6	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	18
6.6.1	<i>Azione sismica di progetto</i>	18
6.6.2	<i>Sovrappinta sismica</i>	21
7.	COMBINAZIONI DI CARICO	23
8.	MODELLAZIONE STRUTTURALE	28
8.1	MODELLO DI CALCOLO	28
8.2	MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA	29
9.	RISULTATI DELLE ANALISI	32
10.	VERIFICHE STR.....	39
10.1	VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE	39
10.1.1	<i>Soletta di fondazione</i>	39
10.1.2	<i>Piedritti</i>	40
10.2	VERIFICHE A TAGLIO.....	41
10.2.1	<i>Soletta di fondazione</i>	41
10.2.2	<i>Piedritti</i>	42
10.3	VERIFICHE A FESSURAZIONE	44
10.3.1	<i>Soletta di fondazione</i>	45
10.3.2	<i>Piedritti</i>	46
11.	VERIFICHE GEO	48
12.	INCIDENZA ARMATURE	53

1. PREMESSA

Nell'ambito dell'Itinerario Napoli-Bari si inserisce il Raddoppio della Tratta Bovino - Orsara oggetto della Progettazione Definitiva in esame.

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche del muro a U a sostegno della trincea TR01 che si estende dal km 30+986 al km 31+037 della tratta ferroviaria in esame. La struttura ha uno sviluppo longitudinale in asse tracciato di circa 50m, trasversalmente la larghezza interna è variabile da 23,3m a 23,9m e anche l'altezza dei muri è variabile dai 4m agli 11m circa. I piedritti hanno sezione variabile da 0,4m in sommità a 1,4m al piede sulla sezione più alta, mentre la soletta di fondazione ha uno spessore di 1,5m.

Figura 1-1 – Pianta muro a U TR01



**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	5 di 54

Figura 1-2 – Sezione longitudinale muro a U TR01

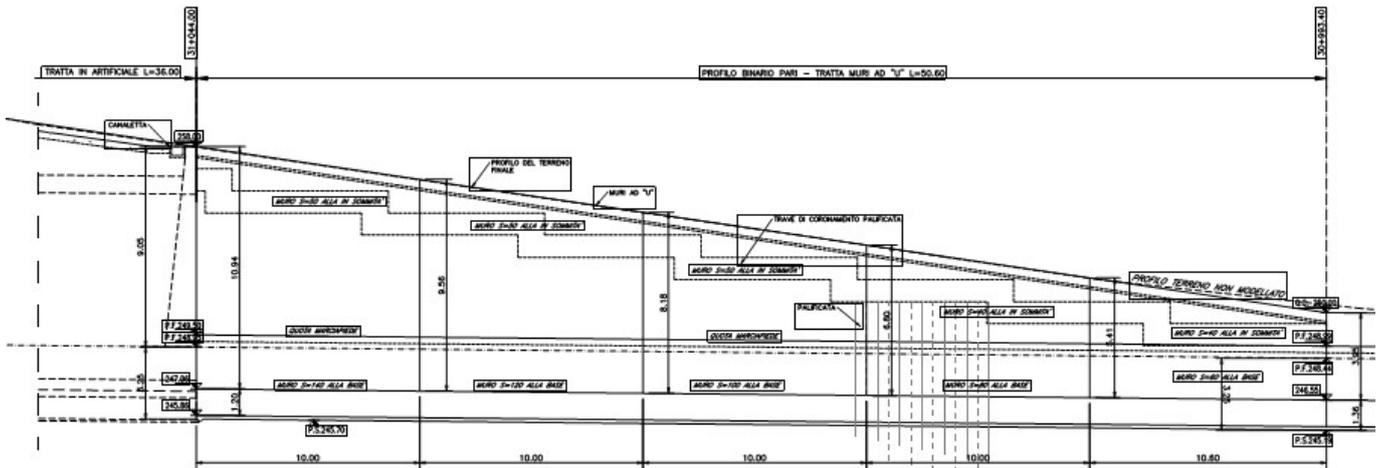
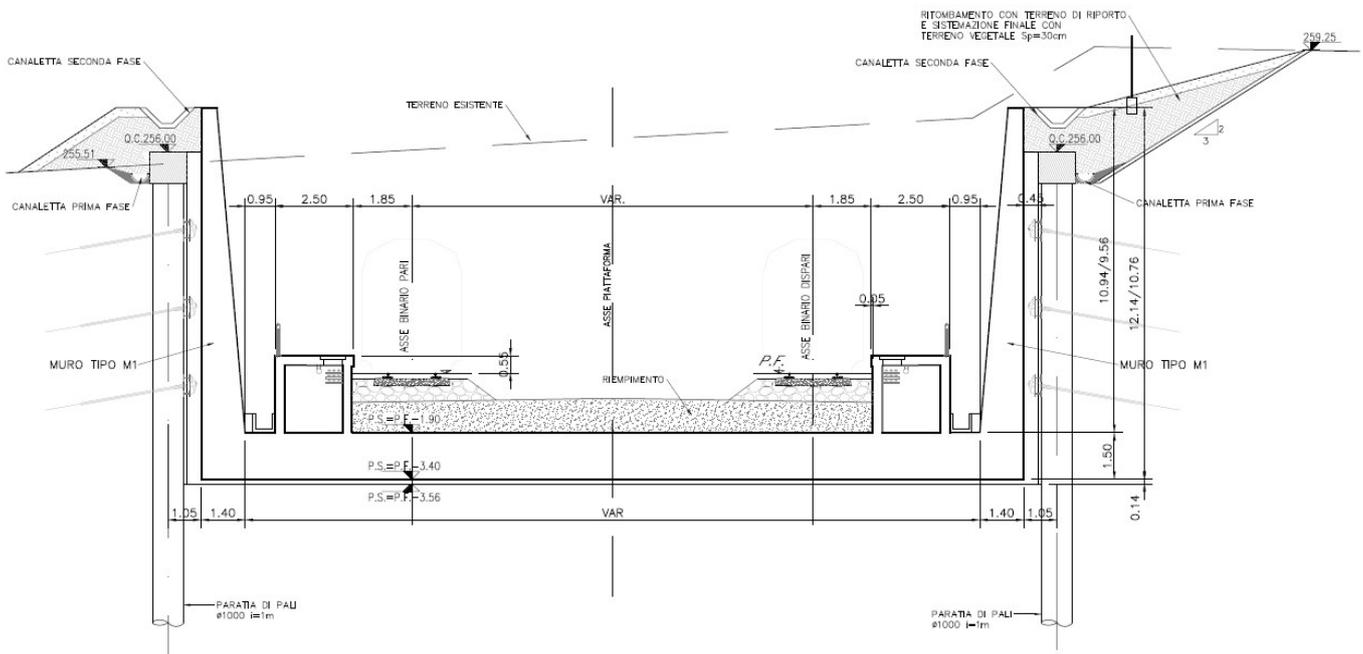


Figura 1-3 – Sezione trasversale muro a U TR01



2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 Documenti referenziati

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

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

- Rif. [1] - Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- Rif. [2] - Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- Rif. [3] - Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Rif. [4] - UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- Rif. [5] - UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità;
- Rif. [6] - UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno.
- Rif. [7] REGOLAMENTO (UE) N. 1299/2014 DELLA COMMISSIONE del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea

2.2 Documenti correlati

- Rif. [8] IF1W00D29PZTR0100001A Trincea tra muri TR01 – Muri di contenimento - Pianta scavi e pianta fondazioni
- Rif. [9] IF1W00D29B9SL0200002A Trincea tra muri TR01 – Muri di contenimento – Carpenterie e particolari costruttivi – 1 di 2
- Rif. [10] IF1W00D29B9SL0200003A Trincea tra muri TR01 – Muri di contenimento - Carpenterie e particolari costruttivi – 2 di 2
- Rif. [11] IF1W03D11GEOC0000001-BO_Bovino
- Rif. [12] 180705_BO 02 Profilo geotecnico tratta allo scoperto – Tavola 2 di 2

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Cemento armato

3.1.1 Calcestruzzo strutturale C30/37

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato:

R_{ck}	37	(N/mm ²)
f_{ck}	30	(N/mm ²)
f_{cm}	38,7	(N/mm ²)
α_{cc}	0,85	(-)
γ_c	1,5	(-)
f_{cd}	17,40	(N/mm ²)
f_{ctm}	2,94	(N/mm ²)
f_{ctk}	2,06	(N/mm ²)
f_{ctd}	1,37	(N/mm ²)
f_{cfm}	3,53	(N/mm ²)
f_{cfk}	2,06	
E_c	33019	(N/mm ²)

dove:

$$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = \text{Resistenza cilindrica caratteristica}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (N/mm}^2\text{)} = \text{Resistenza cilindrica media a compressione}$$

$$\alpha_{cc} = \text{Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: } \alpha_{cc} (t > 28\text{gg}) = 0.85$$

$\gamma_c = 1.5$; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \text{Resistenza di calcolo a compressione}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad [\text{per classi } \leq \text{C50/60}] = \text{Resistenza cilindrica media a trazione}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = \text{Resistenza cilindrica caratteristica a trazione}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \text{Resistenza di calcolo a trazione}$$

$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} =$ Resistenza media a trazione per flessione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$ Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{10} \right)^{0.3} = \text{Modulo Elastico}$$

Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2018, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (NTC2018 – 11.2.10.5).

3.1.2 Acciaio di armatura in barre tonde ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2018, per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

f_{tk}	540	(N/mm ²)
f_{yk}	450	(N/mm ²)
γ_s	1,15	(-)
f_{yd}	391,3	(N/mm ²)
f_{bk}	4,36	(N/mm ²)
f_{bd}	2,90	(N/mm ²)
E_s	210000	(N/mm ²)

dove:

$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2 =$ Resistenza caratteristica di rottura

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 =$ Resistenza caratteristica a snervamento

$\gamma_s = 1.15 =$ Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza di calcolo}$$

$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ = Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo

$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$ = Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$\eta = 1.0$ – per barre di diametro $\Phi \leq 32$ mm;

$\gamma_c = 1.5$ – Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

$E_s = 210000$ N/mm² = Modulo Elastico

3.1.3 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 2.2.2009, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

C _{min}	C _o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
			C _{≥C_o}	C _{min} ≤C<C _o	C _{≥C_o}	C _{min} ≤C<C _o	C _{≥C_o}	C _{min} ≤C<C _o	C _{≥C_o}	C _{min} ≤C<C _o
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Ai valori riportati nella tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riportano di seguito i copriferri adottati, determinati in funzione della classe del cls e delle condizioni ambientali.

	Ambiente	Copriferro minimo	Tolleranza di posa	Copriferro nominale
Strutture scatolari interrato	Aggressivo	25	10	35

In definitiva si prescrive che il copriferro netto non deve essere inferiore a 40mm.

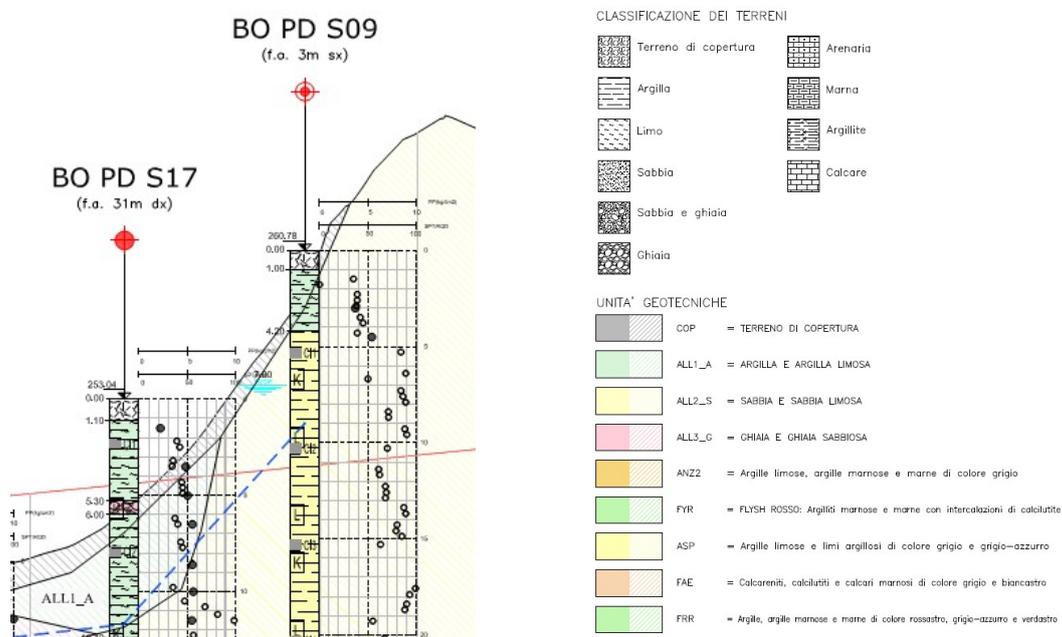
3.1.4 Prove sui materiali

La costruzione delle strutture dovrà essere eseguita nel rispetto delle specifiche d'istruzione tecnica FS 44/M - REV. A DEL 10/04/00.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riporta il profilo geotecnico di riferimento per il muro a U della trincea TR01, oggetto della presente, situato al km 31+000 della tratta ferroviaria in esame. Si prendono come riferimenti i sondaggi BO PD S17 e BO PD S09 di cui ai Rif. [9] e Rif. [12]. Si riporta di seguito uno stralcio di quest'ultimo elaborato.

Figura 4-1 – Stralcio profilo geotecnico tratta di riferimento



Dal sondaggio di riferimento e dalle misure piezometriche (§ 4.1 Rif. [9]), si ricava la seguente stratigrafia di riferimento.

Tabella 4-1 Stratigrafia e falda di riferimento

Strato	Profondità Da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione
1	0.0	2.0	Terreno di copertura
2	2.0	6.6	Depositi alluvionali (ALL3_G)
3	6.6	>30	Argille (ASP)
Profondità della falda: 5m da p.c.			

Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	11 di 54

L'imposta fondazione si attesta ad una profondità minima di 3m e massima di 10m dal piano campagna.

Si conclude che l'imposta fondazione è situata sullo strato di depositi alluvionali ALL3_G.

Si riportano di seguito i parametri geotecnici caratteristici per la stratigrafia di riferimento.

Tabella 4-2 Parametri geotecnici caratteristici dei terreni della tratta Bovino (valore medio indicato tra parentesi quadre [])

	Terreno di Copertura	ALL3_G	ASP		SID
γ [kN/m ³]	18.0÷18.6 [18.3]	18.0÷20.2 [19.0]	19.0÷21.0 [20.0]		19.0÷20.5 [19.0]
IP [%]	18÷40 [21]	-	20÷45 [30]		45÷97 [60]
c_u [kPa]	75÷250 [130]	-	$z \leq 20m$	130÷300 [180]	230÷500 [280]
			$z > 20m$	200÷300 [250]	
ϕ' [°]	24	36÷59 [36]	20÷30 [22]		26
c' [kPa]	10	0.0	20÷40 [26]		58
E_u/C_u	403	-	228		268
E_0 [MPa]	40÷340 [85]	145÷846 [367]	$z \leq 15m$	266÷1258 [367]	314÷1112 [423]
			$z > 15m$	453÷1258 [689]	
$E_{op,1}$ [MPa]	8÷68 [17]	29÷169 [73]	$z \leq 15m$	53÷251 [73]	62÷222 [84]
			$z > 15m$	90÷251 [137]	
$E_{op,2}$ [MPa]	4÷34 [8.5]	14÷84 [36]	$z \leq 15m$	26÷125 [36]	31÷111 [42]
			$z > 15m$	45÷125 [68]	
c_c [-]	dato non disponibile	-	$7.5 \cdot 10^{-2}$		$7.8 \cdot 10^{-2}$
c_r [-]	dato non disponibile	-	$1.3 \cdot 10^{-2}$		$1.3 \cdot 10^{-2}$
$c_{\alpha\epsilon}$	dato non disponibile	-	$2.6 \cdot 10^{-3}$		$2.7 \cdot 10^{-3}$
c_v [m ² /s]	$2.0 \cdot 10^{-7}$ ÷ $4.0 \cdot 10^{-7}$ [$2.5 \cdot 10^{-7}$]	-	$5.0 \cdot 10^{-8}$ ÷ $5.0 \cdot 10^{-7}$ [$1.0 \cdot 10^{-7}$]		$1.5 \cdot 10^{-8}$ ÷ $1.3 \cdot 10^{-7}$ [$1.0 \cdot 10^{-7}$]
e_0 [-]	0.77÷0.87 [0.8]	0.41÷0.56 [0.45]	0.45÷0.70 [0.50]		0.50÷0.80 [0.57]
OCR [-]	2÷10 [4]	-	1÷13 [7]		4÷13 [6]
ν^* [-]	0.3	0.3	0.3		0.3
k [m/s]	$2.0 \cdot 10^{-6}$	$4.0 \cdot 10^{-5}$ ÷ $2.0 \cdot 10^{-5}$ [$2.4 \cdot 10^{-3}$]	$3.0 \cdot 10^{-10}$ ÷ $1.0 \cdot 10^{-6}$ [$7.0 \cdot 10^{-9}$]		$8.0 \cdot 10^{-11}$ ÷ $2.0 \cdot 10^{-10}$ [$1.0 \cdot 10^{-10}$]
Caratterizzazione dinamica	-	-	$\alpha = 7.42$		
			$\beta = 0.68$		
			$\lambda = -2.417$		
			$D_{max} = 0.3058$		

I parametri verranno utilizzati per la caratterizzazione dell'interazione terreno-struttura, ricavando la costante di sottofondo alla Winkler da utilizzare nella modellazione del suolo sotto la fondazione del manufatto (vedi § 8.2).

**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	12 di 54

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- $\phi' = 36^\circ$
- $E_0 = 367 \text{ MPa}$

Gli stessi parametri geotecnici suddetti verranno utilizzati per il calcolo delle spinte del terreno sul manufatto.

5. CRITERI PROGETTUALI

5.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

2 - Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale

La cui vita nominale è pari a: 75 anni.

5.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso:

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.

Il coefficiente d'uso è pari a: 1.50.

5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento VR ricavato, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso Cu.

Pertanto $VR = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo la normativa di riferimento e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio e in presenza dell'evento sismico. Tutti i carichi elementari si riferiscono a un concio longitudinale di lunghezza unitaria, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

6.1 Carichi permanenti strutturali (G₁)

Il peso proprio del manufatto viene calcolato in automatico dal programma di calcolo utilizzato, una volta definite le geometrie e le proprietà dei materiali. Le geometrie del manufatto sono di seguito riportate:

- Spessore soletta di fondazione: 1,50 m;
- Spessore piedritti: 0,40 ÷ 1,40 m;
- Larghezza netta (max): 23,9 m;
- Altezza netta (max): 10 m.

L'altezza massima di calcolo dei piedritti è stata considerata pari a 10m per non essere esageratamente conservativi sulle verifiche strutturali, essendo i muri a U di geometria variabile con altezze dei piedritti variabili dai 4 agli 11m.

6.2 Carichi permanenti non strutturali (G₂)

6.2.1 Ballast e armamento e banchine

Sulla soletta di fondazione (di sostegno alla linea ferroviaria) si considerano i seguenti carichi:

- Ballast e armamento: $0.80 \text{ m} \times 18.00 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{14.40 \text{ kN/m}^2}$
- Banchina laterale: $0,3\text{m} \cdot 2,5\text{m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 3 = \mathbf{56,25 \text{ kN/m}}$ (calcestruzzo armato)
 $\mathbf{5,0 \text{ kN/m}^2}$ (folla)
 $\mathbf{1,0 \text{ kN/m}}$ (tubazioni)

I carichi delle banchine verranno applicate come una coppia di forze concentrate di 28,13 kN per ognuna delle due banchine, poste a distanza di 2,5 m l'una dall'altra, pari cioè alla larghezza della banchina.

6.2.2 Spinta del terreno

Le spinte del terreno di rinfiacco vengono calcolate assumendo alternativamente uno scenario di spinta non equilibrata sui due piedritti con spinta a riposo sul piedritto sinistro e spinta a riposo ridotta a 0.60 sul piedritto destro. In aggiunta, si considera anche la condizione di carico con spinte equilibrate su entrambi i piedritti. La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo K_0 .

$$\sigma = \gamma z K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0$$

Facendo riferimento alle sezioni di riferimento, si considera anche la spinta del terreno di rinfiacco sui piedritti, che si ipotizza, conservativamente, presente fino alla sommità dei piedritti per l'intero sviluppo del muro a U e di caratteristiche geotecniche analoghe al terreno ALL3_G.

Spinta del terreno (Condizioni *SPTSX* e *SPTDX*)

Coeff. Spinta a riposo	K_0	$1 - \tan(36^\circ) =$	0,412	
Pressione alla quota di sommità piedritti	p_1	$\gamma \cdot z_1 \cdot K_0 =$	0,00	kN/m ²
Pressione in asse sol. inf.	p_2	$\gamma \cdot z_2 \cdot K_0 =$	88,96	kN/m ²
Pressione alla quota di intradosso sol. inf.	p_3	$\gamma \cdot z_3 \cdot K_0 =$	93,66	kN/m ²
Spinta in sommità ai piedritti	F1	=	0,00	kN/m
Spinta semispessore sol. inf.	F2	$(p_2+p_3)/2 \cdot sp/2 =$	54,78	kN/m

dove:

$$z_1 = 0 \quad \text{m}$$

$$z_2 = z_1 + h + sp/2 \quad 10,75 \quad \text{m}$$

$$z_3 = z_2 + h + sp \quad 11,50 \quad \text{m}$$

Sui piedritti è stato quindi applicato un carico concentrato simulante la spinta sul semispessore delle solette superiore e inferiore, rispettivamente pari a F1 e F2.

6.3 Carichi accidentali (Q_k)

6.3.1 Sovraccarico accidentale ferroviario mobile

Per quanto attiene il sovraccarico ferroviario si applica il peggiore tra il carico verticale dovuto al treno SW/2 pari a $150 \text{ kN/m} \times 1$ e il carico verticale dovuto al treno LM71 pari a $250 \text{ kN} / 1.6 \text{ m} \times 1.1 = 172.0 \text{ kN/m}$ uniformemente distribuito su una larghezza trasversale di calcolo.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " α "	
	PONTI CAT. "A"	PONTI CAT. "B"
LM 71	1.1	0.83
SW / 0	1.1	0.83
SW / 2	1.0	0.83

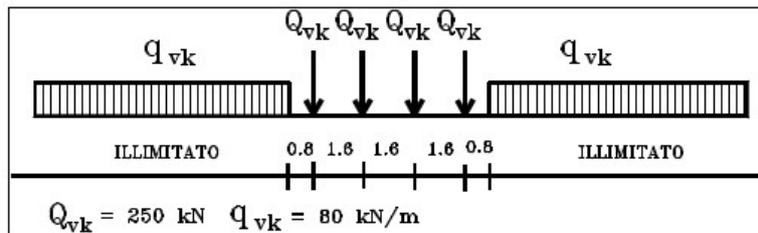
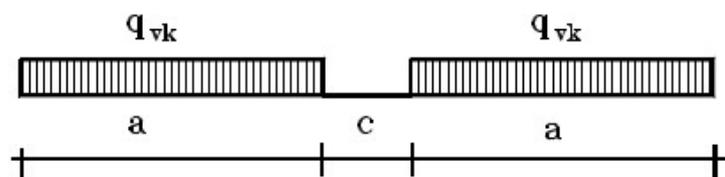


Figura 6-1 – Treno di carico LM71



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Figura 6-2 – Treno di carico SW

In questo caso si applicherà il carico dovuto a:

LM71 quattro assi da 250 kN e distribuito di 80 kN/m^2

Il coefficiente di amplificazione dinamica Φ_3 (per linee con ridotto standard manutentivo) è pari a:

$$\Phi_3 = 1.35 \quad (\text{tab. 5.2.II NTC2018 – p.to 5.4})$$

La diffusione dei carichi attraverso il ballast avviene con pendenza 1:4 mentre, attraverso il resto degli strati dei diversi materiali con pendenza 1:1.

Carico verticale sulla soletta di fondazione:

Larghezza traversa	Lt		2,40 m
Impronta di carico long	Ld1	$2,4 + 2 \times (0.45/4 + 0.80/4 + 1.2/2) =$	4,23 m
Impronta di carico trasv	Ld2	$0.8 + 1.6 + 1.6 + 1.6 + 0.8 =$	6,40 m
Qvk totale			1000 kN
Qvk ripartito	Qvk	$1.1 \cdot 1.35 \cdot 1000 / (4,23 \cdot 6.40) =$	54,92 kN/m²
qvk distribuito totale			80 kN/m
qvk ripartito	qvk	$1.1 \cdot 1.35 \cdot 80 / 4,23 =$	28,12 kN/m²

Per massimizzare le sollecitazioni sulla soletta di fondazione viene considerato il carico accidentale mobile relativo ad un solo treno.

6.3.2 Avviamento e frenata ferroviaria

Si associano al convoglio di progetto le azioni di avviamento del carico LM71 in quanto maggiormente gravose per la struttura in esame. Le azioni in esame vengono ripartite trasversalmente sulla sola larghezza di diffusione.

$$Q_{avv} = 33/L_{d1} = 7,80 \text{ kN/m}^2$$

Il carico appena introdotto non sarà tuttavia applicato nel modello di calcolo poiché agisce nella direzione longitudinale della trincea.

6.4 Variazione termica

La variazione termica uniforme applicata al traverso è pari a:

$$\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$$

Essendo il ricoprimento superiore a 2.5 m si trascura la variazione termica a farfalla. Per il coefficiente di dilatazione termica si assume $\alpha = 10 \text{ E-6}$.

6.5 Ritiro e viscosità del calcestruzzo

Gli effetti del ritiro del calcestruzzo sono valutati impiegando i coefficienti indicati al punto 11.2.10.6 delle NTC2018.

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno. Il ritiro è stato applicato mediante una variazione termica equivalente ed un'umidità relativa del 75% a 7 gg. Di seguito i calcoli eseguiti.

$f_{ck} =$	32 Mpa	<i>Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione</i>
UR=	75 %	<i>Umidità Relativa</i>
$\varepsilon_{co} =$	-0,304 ‰	<i>Deformazione per Ritiro da Essiccamento</i>
$A_c =$	1,2 m ²	<i>Area della Sezione in Conglomerato</i>
u=	24 m	<i>Perimetro della Sezione in Conglomerato esposto all'Aria</i>
$h_0 =$	100 mm	<i>Dimensione Fittizia pari al rapporto $2A_c/u$</i>
$k_h =$	1,000	
$\varepsilon_{cd,\infty} =$	-0,304 ‰	<i>Deformazione per Ritiro da Essiccamento (a Tempo infinito)</i>
$\varepsilon_{ca,\infty} =$	-0,055 ‰	<i>Deformazione per Ritiro da Autogeno (a Tempo infinito)</i>
$\varepsilon_{cs} =$	-0,359 ‰	<i>Deformazione per Ritiro Totale (a Tempo infinito)</i>
$\phi(t_\infty, t_0) =$	2	<i>Coefficiente di Viscosità a $t = \infty$</i>
$\alpha =$	1,00E-06 °C ⁻¹	
$\Delta T_{eq} =$	-35,90 °C	
$\Delta T_{eq(t_\infty)} =$	-18,83 °C	

6.6 Valutazione dell'azione sismica

Per definire l'azione sismica di riferimento si devono operare alcune scelte in termini di "vita nominale" e "classi d'uso" dell'opera legati al livello prestazionale atteso.

6.6.1 Azione sismica di progetto

L'opera in oggetto viene progettata per una vita nominale $V_N = 75$ anni ed una classe d'uso III a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento - relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	19 di 54

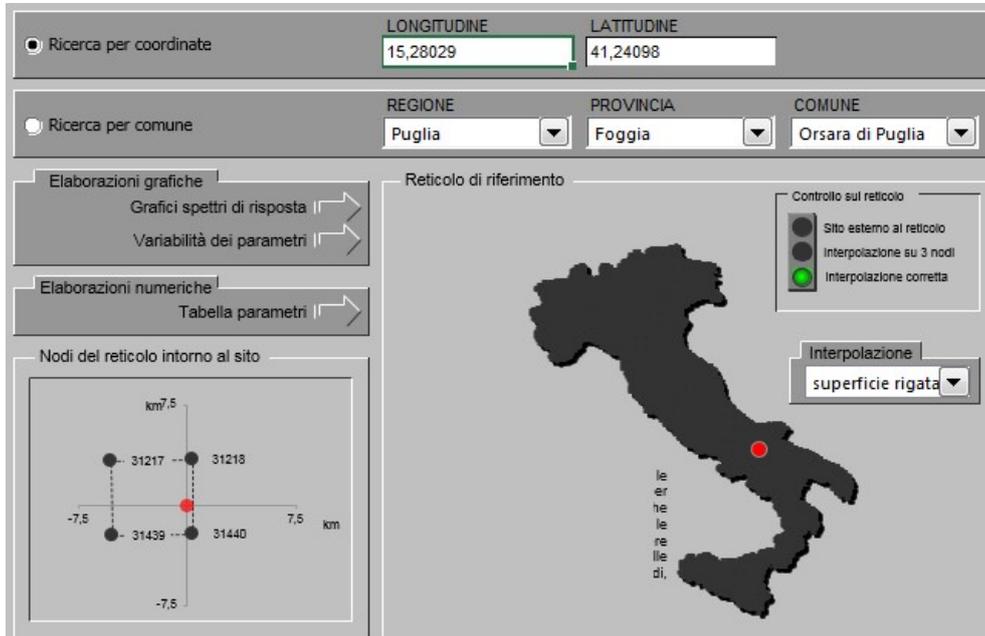
L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 1068 anni.

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle NTC2018, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua il punto intermedio della tratta in oggetto:

Longitudine: 15,28029

Latitudine: 41,24098



- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	20 di 54

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_C^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.272 g
F_0	2.436
T_C^*	0.431 s
S_s	1.302
C_C	1.387
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.302
η	1.000
T_B	0.199 s
T_C	0.597 s
T_D	2.688 s

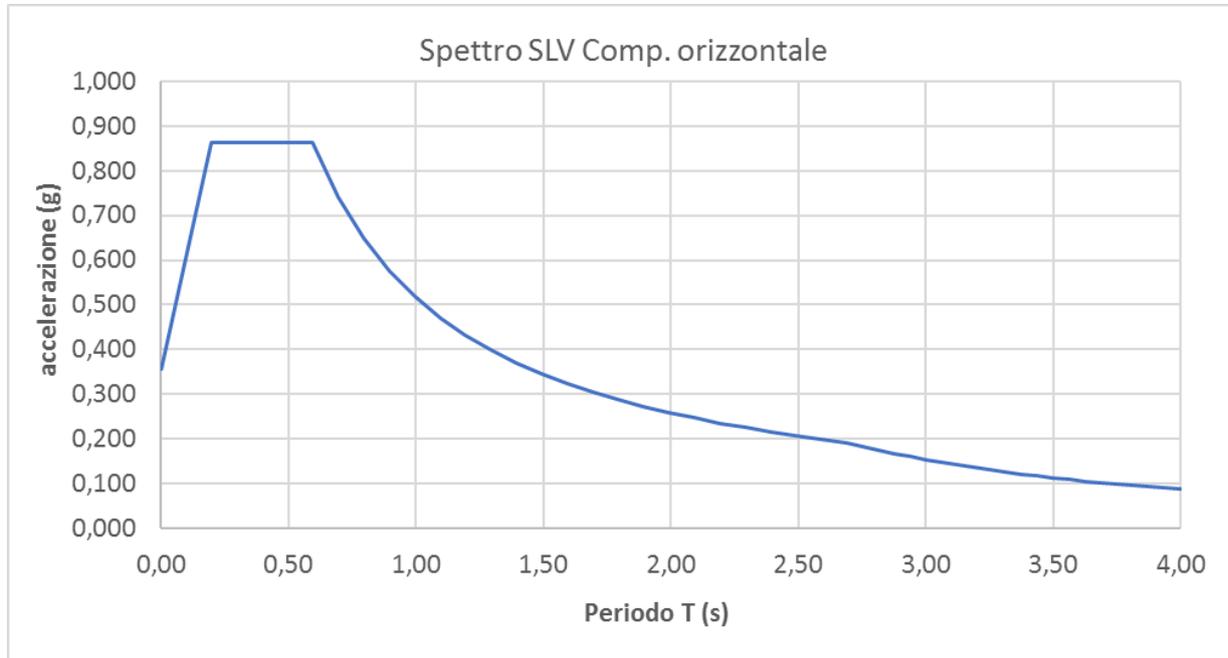
Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) risulta quanto segue.

Tabella 6-1 Azione sismica di riferimento

Accelerazione di riferimento a_g/g	Categoria sottosuolo	Categoria topografica	Vita nominale	Classe d'uso	Accelerazione massima attesa in sito a_{gmax}/g
0.272	C	T1	75	III	0.354

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Si assume un fattore di struttura $q=1$ poiché si impiegheranno le azioni sismiche per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio.

Si riporta di seguito il grafico dello spettro SLV in componente orizzontale.



I dati così ottenuti sono stati richiamati nel programma di calcolo per effettuare un'analisi pseudo-statica lineare.

6.6.2 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovrappinta sismica è calcolata con la teoria di **Wood**, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull'intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad H/2.

$$\Delta P_d = a_{\max} (\%g) \gamma H^2$$

Di seguito si riporta il procedimento completo per la valutazione delle sovrappinte sismiche.

Stato limite	Salvaguardia della vita - SLU -	SLV
Vita nominale	V_N	75 anni
Classe d'uso		III
Coefficiente C_U	C_U	1.5
Periodo di riferimento	V_R	112.5 anni
Accelerazione orizzontale	a_g/g	0,272
Amplificazione spettrale	F_o	2,436

**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	22 di 54

Categoria sottosuolo		A, B, C, D, E		C	
Coeff. amplificazione stratigrafica	S _s			1,302	
Coeff. amplificazione topografica	St			1,000	
Coefficiente S	S	S _s · St		1,302	
accelerazione orizzontale max	a _{max} /g	ag/g · S		0,354	
Fattore di struttura	q			1.00	
Coeff. sismico orizzontale	k _h	a _{max} /g		0,354	
Coeff. sismico verticale	k _v	±0.5·k _h		0,177	
Forza orizz. sui piedritti	FHp	k _h · (sp · Y) / 1.00		8,07	kN/m²

Spinta del terreno in fase sismica (Condizione SPSDX)

Risultante della spinta sismica	ΔS _E	k _h · γ · (H _{int} +sp _f) ²		844,05	kN/m
Pressione risultante	Δp _E	ΔSE / H		75,36	kN/m²

7. COMBINAZIONI DI CARICO

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

combinazione eccezionale:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

combinazione Rara (SLE irreversibile):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

Tabella 7-1 Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione ψ delle tabelle seguenti.

Tabella 7-2 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

Tabella 7-3 Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Sono prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche sono svolte considerando il seguente approccio:

Approccio 2: A1 + M1 + R3

Tale approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche.

Tabella 7-4 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	γ_φ	1,00	1,25
Coesione efficace	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_u	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_f	1,00	1,00

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	γ_R	1,00	1,80	2,30

Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	26 di 54

Si ottengono le combinazioni riportate nella successiva tabella.

Tabella 7-5 Combinazioni di carico

COMB.	G1	G2	Q_M	Q_T	Q_Avv	ΔT	Q_Rit	SPT dx	SPT sx	SPAcc dx	SPAcc sx	SS_H	SS_V	SP_S
SLU_1	1,35	1,35	1,45	0	0	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_2	1,35	1,35	0	1,45	0	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_3	1,35	1,35	1,45	0	0	0,9	0	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_4	1,35	1,35	0	1,45	0	0,9	0	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_5	1,35	1,35	1,45	0	0	0,9	0	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_6	1,35	1,35	0	1,45	0	0,9	0	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_7	1,35	1,35	0	0	0	0,9	0	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_8	1,35	1,35	0	0	0	0,9	0	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_9	1,35	1,35	1,45	0	0	-0,9	1,35	1	1	0	0	0	0	0
SLU_10	1,35	1,35	0	1,45	0	-0,9	1,35	1	1	0	0	0	0	0
SLU_11	1,35	1,35	1,45	0	0	-0,9	1,35	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_12	1,35	1,35	0	1,45	0	-0,9	1,35	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_13	1,35	1,35	1,45	0	0	-0,9	1,35	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_14	1,35	1,35	0	1,45	0	-0,9	1,35	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_15	1,35	1,35	0	0	0	-0,9	1,35	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_16	1,35	1,35	0	0	0	-0,9	1,35	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_17	1,35	1,35	1,16	0	1,16	1,5	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_18	1,35	1,35	0	1,16	1,16	1,5	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_19	1,35	1,35	1,16	0	1,16	1,5	0	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_20	1,35	1,35	0	1,16	1,16	1,5	0	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_21	1,35	1,35	1,16	0	1,16	1,5	0	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_22	1,35	1,35	0	1,16	1,16	1,5	0	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_23	1,35	1,35	0	0	0	1,5	0	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_24	1,35	1,35	0	0	0	1,5	0	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_25	1,35	1,35	1,16	0	1,16	-1,5	1,35	1	1	0	0	0	0	0
SLU_26	1,35	1,35	0	1,16	1,16	-1,5	1,35	1	1	0	0	0	0	0
SLU_27	1,35	1,35	1,16	0	1,16	-1,5	1,35	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_28	1,35	1,35	0	1,16	1,16	-1,5	1,35	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_29	1,35	1,35	1,16	0	1,16	-1,5	1,35	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_30	1,35	1,35	0	1,16	1,16	-1,5	1,35	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_31	1,35	1,35	0	0	0	-1,5	1,35	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_32	1,35	1,35	0	0	0	-1,5	1,35	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_33	1,35	1,35	1,45	0	1,45	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_34	1,35	1,35	0	1,45	1,45	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_35	1,35	1,35	1,45	0	1,45	0,9	0	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_36	1,35	1,35	0	1,45	1,45	0,9	0	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_37	1,35	1,35	1,45	0	1,45	0,9	0	1	1,35	0	1,45	0	0	0

**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	27 di 54

COMB.	G1	G2	Q_M	Q_T	Q_Avv	ΔT	Q_Rit	SPT dx	SPT sx	SPAcc dx	SPAcc sx	SS_H	SS_V	SP_S
SLU_38	1,35	1,35	0	1,45	1,45	0,9	0	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_39	1,35	1,35	1,45	0	1,45	-0,9	1,35	1	1	0	0	0	0	0
SLU_40	1,35	1,35	0	1,45	1,45	-0,9	1,35	1	1	0	0	0	0	0
SLU_41	1,35	1,35	1,45	0	1,45	-0,9	1,35	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_42	1,35	1,35	0	1,45	1,45	-0,9	1,35	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_43	1,35	1,35	1,45	0	1,45	-0,9	1,35	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_44	1,35	1,35	0	1,45	1,45	-0,9	1,35	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLE_1	1	1	0,8	0	0,8	0,6	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_2	1	1	0	0,8	0,8	0,6	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_3	1	1	0,8	0	0,8	0,6	0	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_4	1	1	0	0,8	0,8	0,6	0	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_5	1	1	0,8	0	0,8	0,6	0	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_6	1	1	0	0,8	0,8	0,6	0	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_7	1	1	0,8	0	0,8	-0,6	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_8	1	1	0	0,8	0,8	-0,6	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_9	1	1	0,8	0	0,8	-0,6	1	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_10	1	1	0	0,8	0,8	-0,6	1	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_11	1	1	0,8	0	0,8	-0,6	1	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_12	1	1	0	0,8	0,8	-0,6	1	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_13	1	1	0,8	0	0,8	1	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_14	1	1	0	0,8	0,8	1	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_15	1	1	0,8	0	0,8	1	0	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_16	1	1	0	0,8	0,8	1	0	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_17	1	1	0,8	0	0,8	1	0	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_18	1	1	0	0,8	0,8	1	0	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_19	1	1	0,8	0	0,8	-1	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_20	1	1	0	0,8	0,8	-1	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_21	1	1	0,8	0	0,8	-1	1	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_22	1	1	0	0,8	0,8	-1	1	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_23	1	1	0,8	0	0,8	-1	1	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_24	1	1	0	0,8	0,8	-1	1	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SS_1	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	1	0,3	1
SS_2	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	1	-0,3	1
SS_3	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	1	0,3	1
SS_4	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	1	-0,3	1
SS_1	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	0,3	1	0,3
SS_2	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	0,3	-1	0,3
SS_3	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	0,3	1	0,3
SS_4	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	0,3	-1	0,3

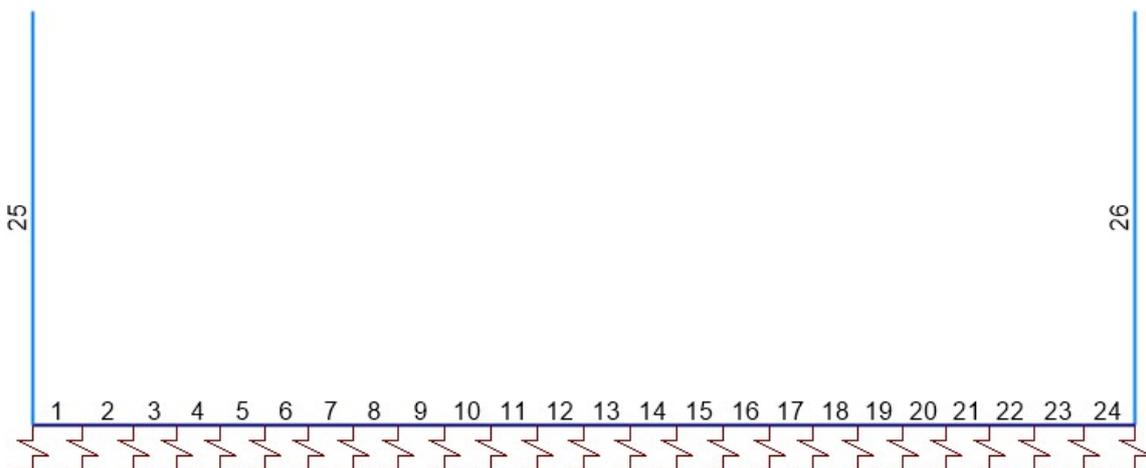
8. MODELLAZIONE STRUTTURALE

8.1 Modello di calcolo

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del SAP2000, un Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive agenti sugli elementi strutturali al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni agenti all'intradosso della soletta di fondazione necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali.

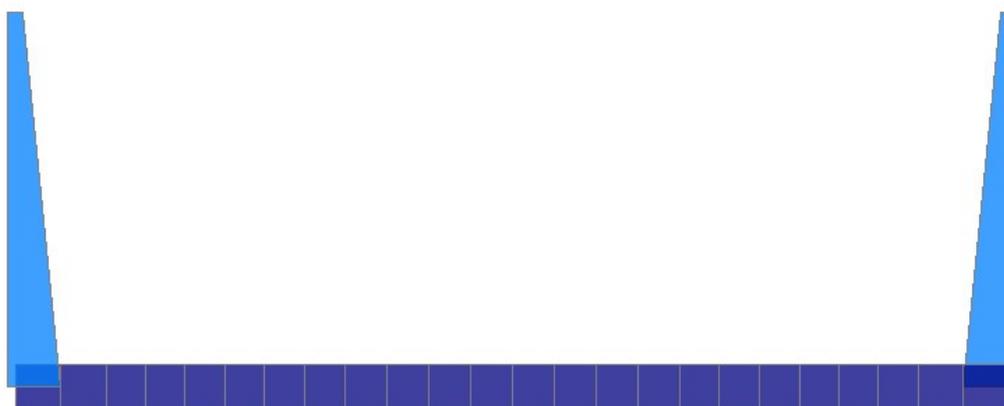
Il modello di calcolo attraverso il quale viene discretizzata la struttura è quello di telaio chiuso. I componenti del manufatto sono stati modellati con elementi 1D "frame" di sezione rettangolare 100x150cm per soletta di fondazione e di sezione variabile 100x40 ÷ 100x140cm per i piedritti. Di seguito uno schema e una vista estrusa del modello di calcolo.

Figura 8-1 – Modello di calcolo



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento - relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO TR0100 001	REV. A

Figura 8-2 – Vista estrusa modello di calcolo



Nomenclatura elementi frame:

ID 1÷24: Soletta di fondazione

ID 25: Piedritto sx

ID 26: Piedritto dx

Convenzione assi:

x = asse trasversale

y = asse longitudinale

z = asse verticale

8.2 Modellazione dell'interazione suolo-struttura

Per simulare il comportamento del terreno di fondazione vengono inserite **molle alla Winkler**.

La soletta inferiore viene divisa in elementi per poter schematizzare, tramite molle applicate in direzione verticale, l'interazione terreno-struttura.

Il coefficiente di sottofondo alla Winkler può essere determinato tramite la seguente espressione:

Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	30 di 54

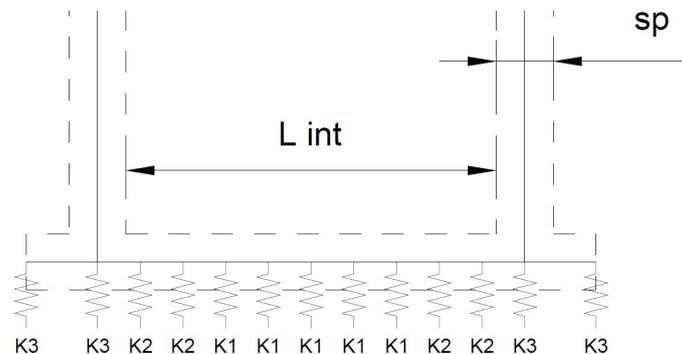
$$K_w = \frac{E}{(1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t}$$

nella quale c_t (coefficiente di forma) è calcolato considerando un rapporto $L/B < 10$. Di seguito vengono esplicitati i calcoli per la determinazione della costante di sottofondo.

E_0	Modulo elastico a piccole deformazioni	367 Mpa
E	Modulo elastico fondazioni ($E_0/5$)	73,4 MPa
ν	Coefficiente di Poisson	0,3
B	Larghezza fondazione	25 m
L	Lunghezza fondazione ($L > B$)	50 m (1 di 2 tratti giuntati)
c_t	Coefficiente di forma:	1,22 ($L/B < 10$)

Kw 2637,8 kN/m³

Con questo valore si ricavano le costanti elastiche delle singole molle, differenziandole tra interne, intermedie e esterne, come schematizzato di seguito.



Sono stati quindi considerati i seguenti valori:

Molle centrali:

$$K1 = K_w \cdot i = 2780,7$$

$$\text{essendo: } i = (sp/2 + L \text{ int} + sp/2) / 24 = 1,054\text{m}$$

Molle intermedie:

$$K2 = 1,5 \cdot K1 = 4171,0$$

**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	31 di 54

Molle d'angolo:

$$K3 = 2 \cdot K_w \cdot (i/2 + sp/2) = 6473,2$$

Il valore delle costanti di sottofondo viene ripartito sulle molle inserite nel modello di calcolo.

L'applicazione dei carichi di progetto è stata eseguita inserendo forze distribuite o concentrate sugli elementi frame del modello di calcolo.

Di seguito alcuni output del software SAP2000 relativi all'applicazione dei carichi di progetto.

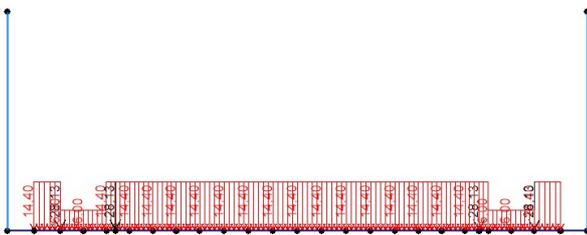


Figura 8-3 – Applicazione carichi G2

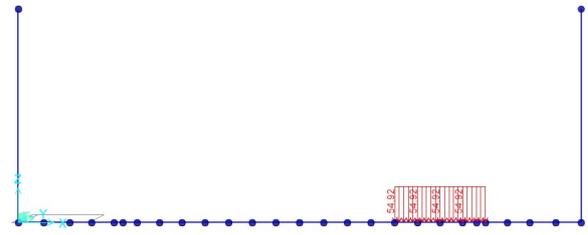


Figura 8-4 – Applicazione carichi Q_M

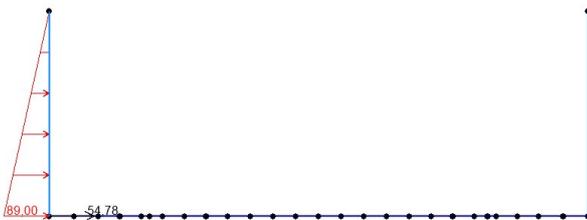


Figura 8-5 – Applicazione carichi SPT_sx



Figura 8-6 – Applicazione carichi SP_S

**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	32 di 54

9. RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano di seguito i risultati in forma grafica e tabellare per le combinazioni ENVE_SLU e ENVE_SISMA, rispettivamente involuppi delle combinazioni statiche e sismiche. In forma tabellare verranno riportati altresì gli spostamenti e le sollecitazioni necessari per le verifiche agli SLE.

Figura 9-1 – Sforzi assiali ENVE_SLU

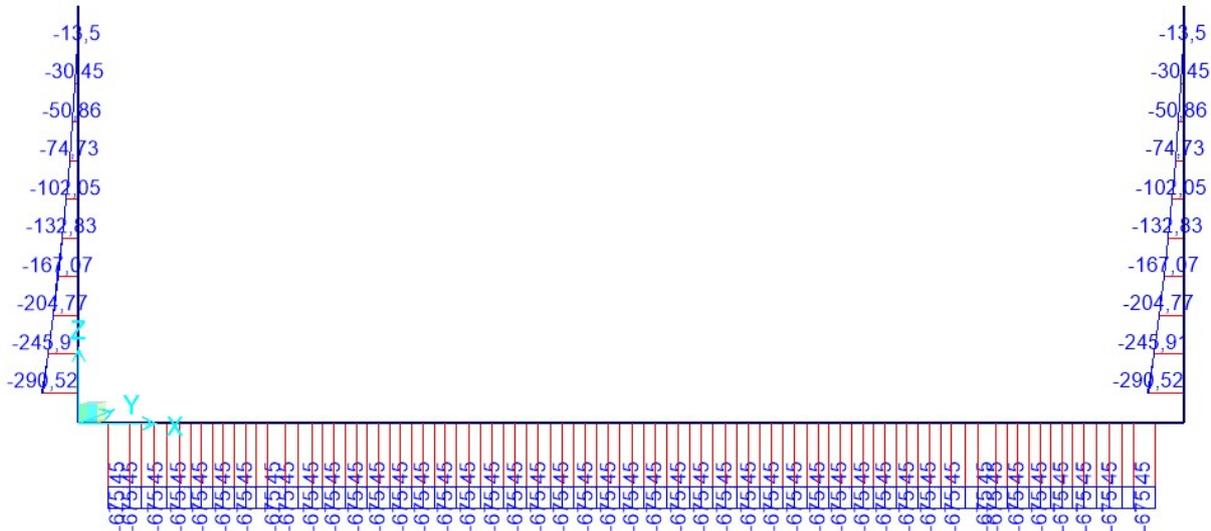
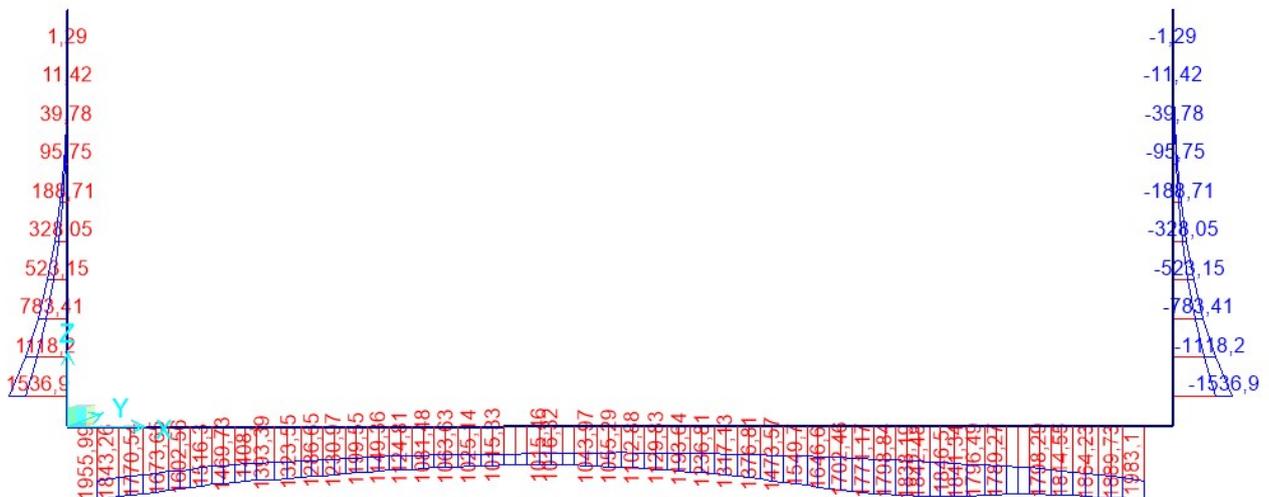


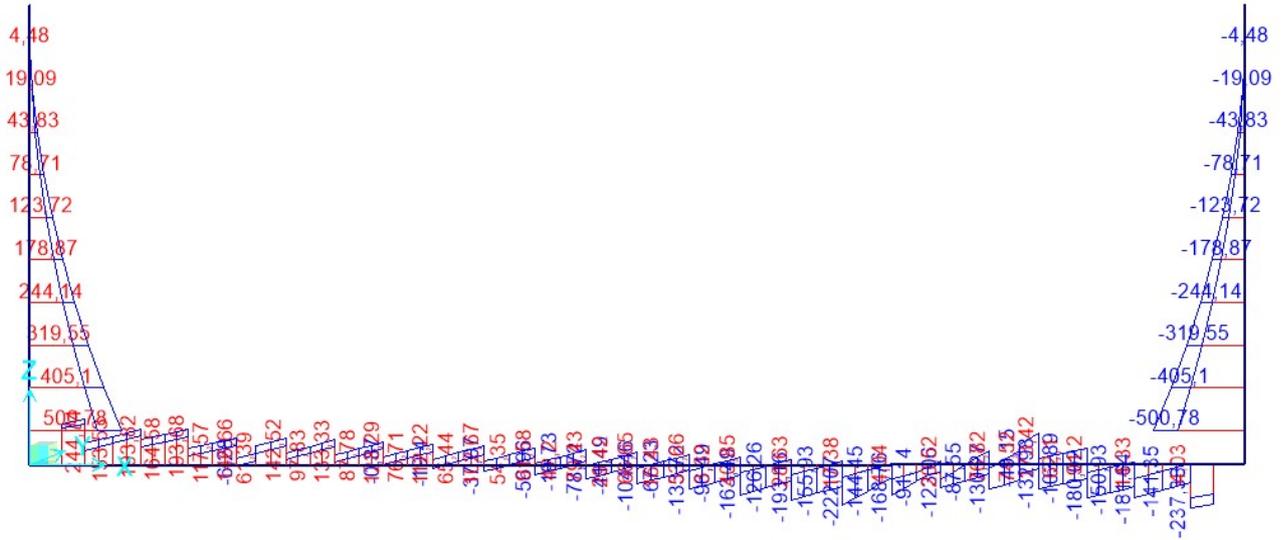
Figura 9-2 – Momenti flettenti ENVE_SLU



**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	33 di 54

Figura 9-3 – Sforzi di taglio ENVE_SLU



Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	34 di 54

Figura 9-5 – Momenti flettenti ENVE_SISMA

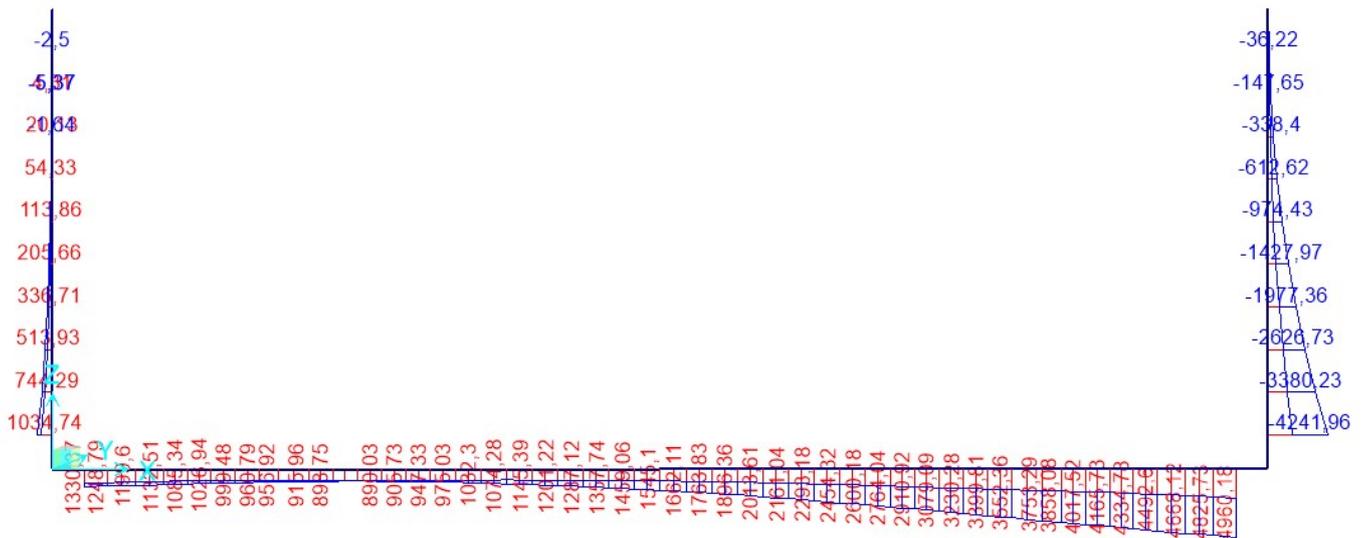
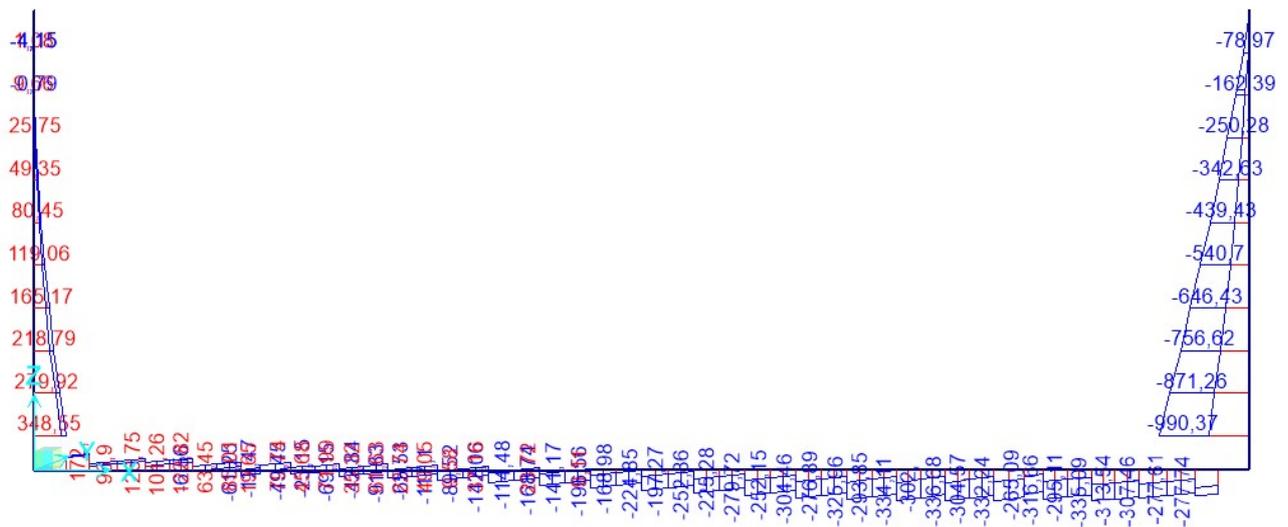


Figura 9-6 – Sforzi di taglio ENVE_SISMA



**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	35 di 54

Figura 9-7 – Sforzi assiali ENVE_SLE

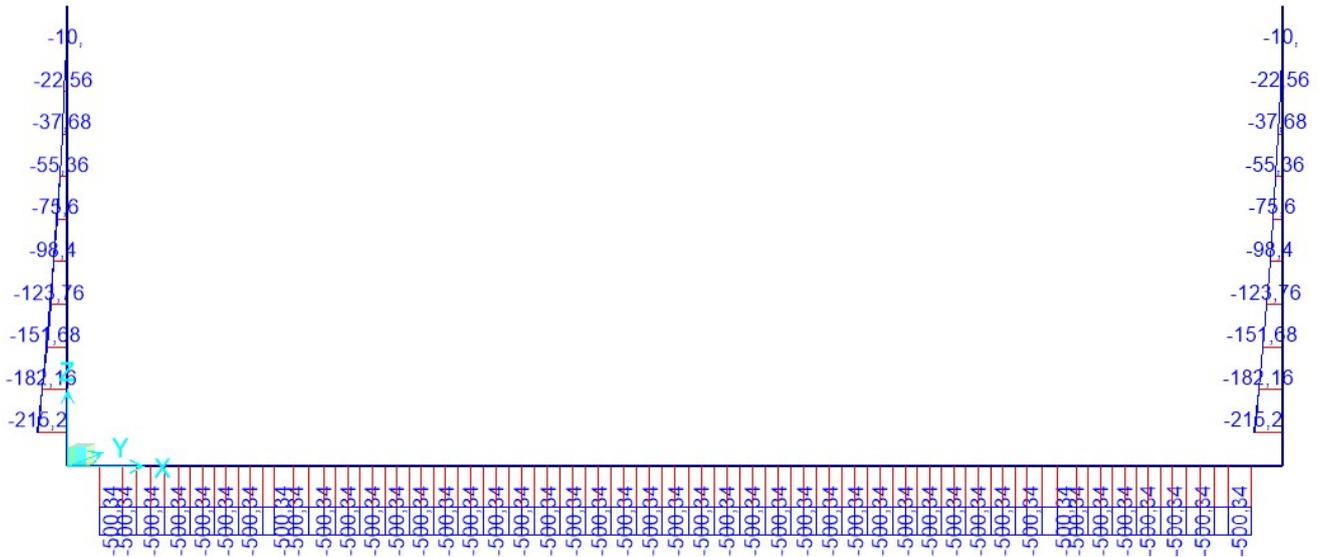
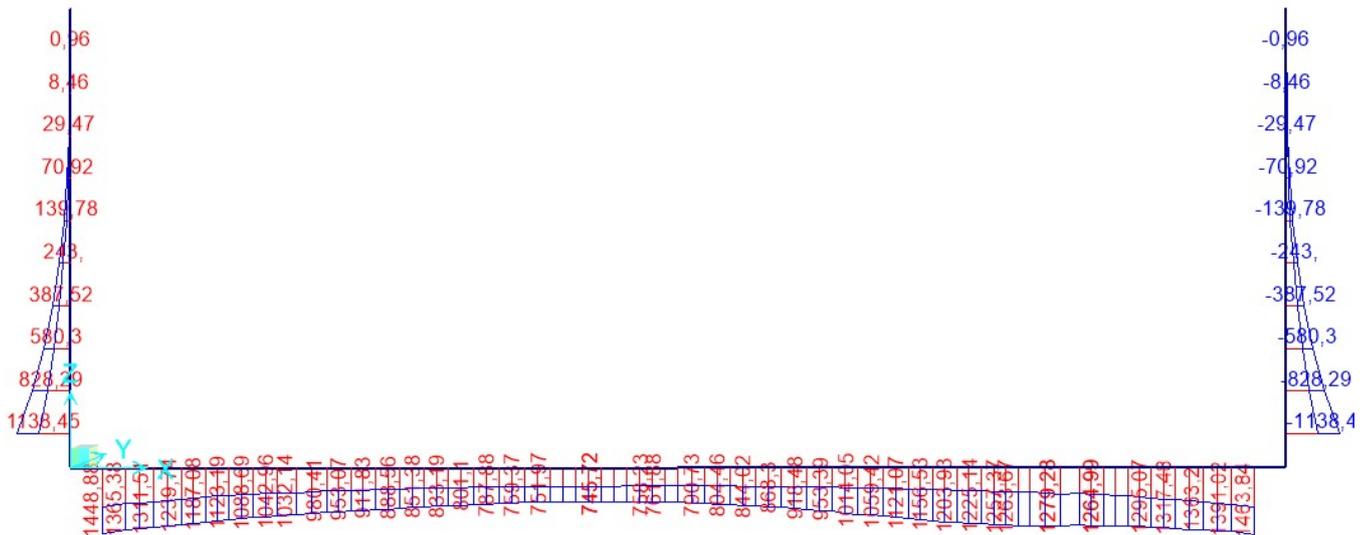


Figura 9-8 – Momenti flettenti ENVE_SLE



Si riportano di seguito le tabelle di verifica con l'indicazione delle sollecitazioni considerate in ognuna di esse, ottenute massimizzando, rispettivamente, sforzi assiali, momenti flettenti e tagli.

- PIEDRITTI

Per i piedritti, essendo nulle le sollecitazioni in sommità, si riportano le terne di sforzi assiali, momenti flettenti e tagli massimi al piede e in mezzeria.

Tabella 9-1 Sollecitazioni piedritti ENVE_SLU

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione e taglio

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
25	Mezzeria	SLU_3	-102,1	123,7	188,7
25	Piede	SLU_3	-290,5	500,8	1536,9

Tabella 9-2 Sollecitazioni piedritti ENVE_SISMA

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
26	Mezzeria	SS_1	-93,0	439,4	974,4
26	Piede	SS_1	-246,2	990,4	4242,0

Tabella 9-3 Sollecitazioni piedritti ENVE_SLE

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
25	Mezzeria	SLE_3	-75,6	91,6	139,8
25	Piede	SLE_3	-215,2	370,9	1138,5

- SOLETTA DI FONDAZIONE

Tabella 9-4 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE_SLU

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
1	0,598	SLU_5	-675,5	174,8	1983,1
19	0,598	SLU_5	-500,3	38,0	1486,4

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
12	1,10875	SLU_2	-500,3	42,5	679,0
24	0,598	SLU_3	-675,5	-174,8	1983,1

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
24	0	SLU_4	-675,5	-237,4	1843,3
1	1,2	SLU_43	-675,5	244,7	1834,4

Tabella 9-5 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE_SISMA

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
24	0,5	SS_1	-1135,5	-260,1	4960,2
12	1,1	SS_3	-419,5	-141,4	1545,1

Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	38 di 54

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
10	0,0	SS_8	-476,1	-31,4	795,6
24	0,5	SS_1	-1135,5	-260,1	4960,2

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
19	0,0	SS_1	-1135,5	-336,7	3230,3
1	1,2	SS_8	-476,1	172,0	1248,8

Tabella 9-6 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE_SLE

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
24	0,5	SLE_3	-500,3	-136,8	1463,8
24	0,5	SLE_23	-300,2	-119,1	882,1

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
12	1,1	SLE_2	-300,2	30,5	394,2
24	0,5	SLE_3	-500,3	-136,8	1463,8

10. VERIFICHE STR

10.1 Verifiche a pressoflessione

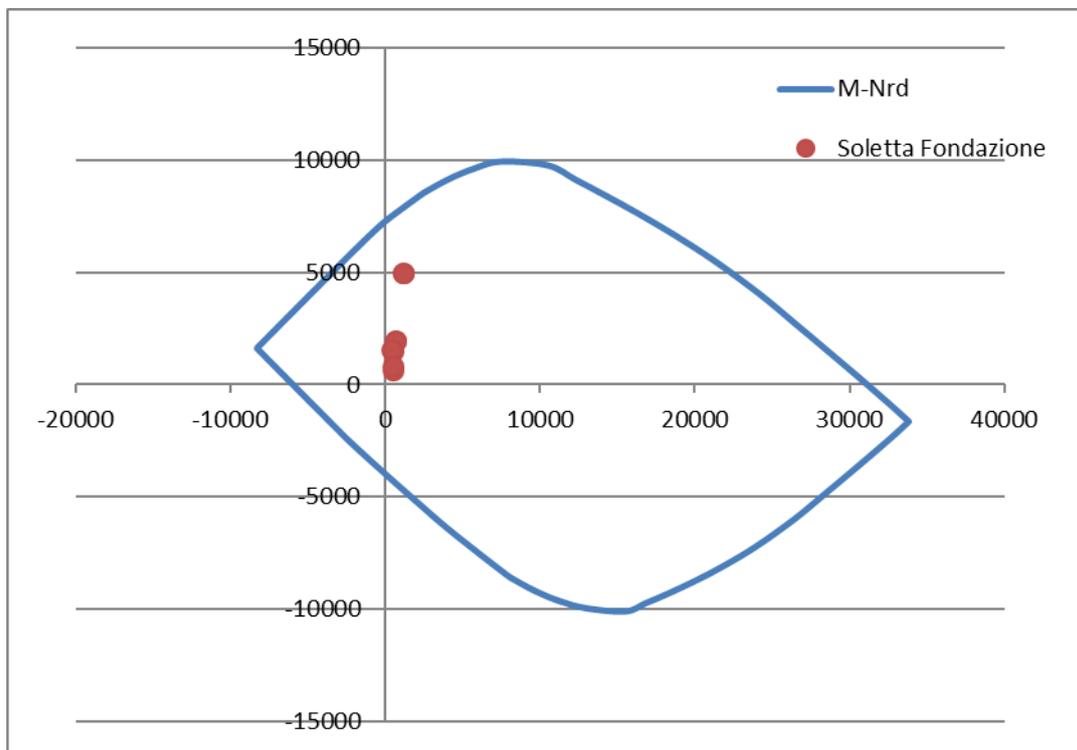
10.1.1 Soletta di fondazione

Le verifiche sono state effettuate su una sezione H=150cm, B=100cm, armata con Ø30/10cm superiori e inferiori in campata e Ø30/10cm superiori e Ø30/10cm in doppio strato inferiori sugli appoggi (per una lunghezza di almeno 5m). Il copriferro di calcolo è pari a 6 cm, così come l'interferro.

Le sollecitazioni sono quelle d'involuppo statiche e sismiche, indicate nelle tabelle precedenti, che massimizzano sforzi assiali e momenti flettenti.

Di seguito le verifiche.

Figura 10-1 Verifica a pressoflessione



La soletta di fondazione risulta verificata per ogni condizione di carico. Il massimo rapporto tra coppia agente e resistente è pari a 0,71.

10.1.2 Piedritti

Le verifiche sono state effettuate sulle seguenti sezioni:

- Sezione al piede Dimensioni: H=140cm, B=100cm,
armatura: Ø30/10cm interni ed esterni + Ø24/10cm esterni di II strato
copriferro/interferro: 6 cm.
- Sezione in mezzeria Dimensioni: H=70cm, B=100cm,
armatura: Ø24/10cm interni ed esterni
copriferro: 6 cm.

Le sollecitazioni sono quelle d'involuppo statiche e sismiche, indicate nelle tabelle precedenti, che massimizzano sforzi assiali e momenti flettenti. I ferri Ø24/10cm esterni di II strato sono da estendersi per un'altezza di almeno 2m dal piede.

Di seguito le verifiche.

Figura 10-2 Verifica a pressoflessione sezione al piede

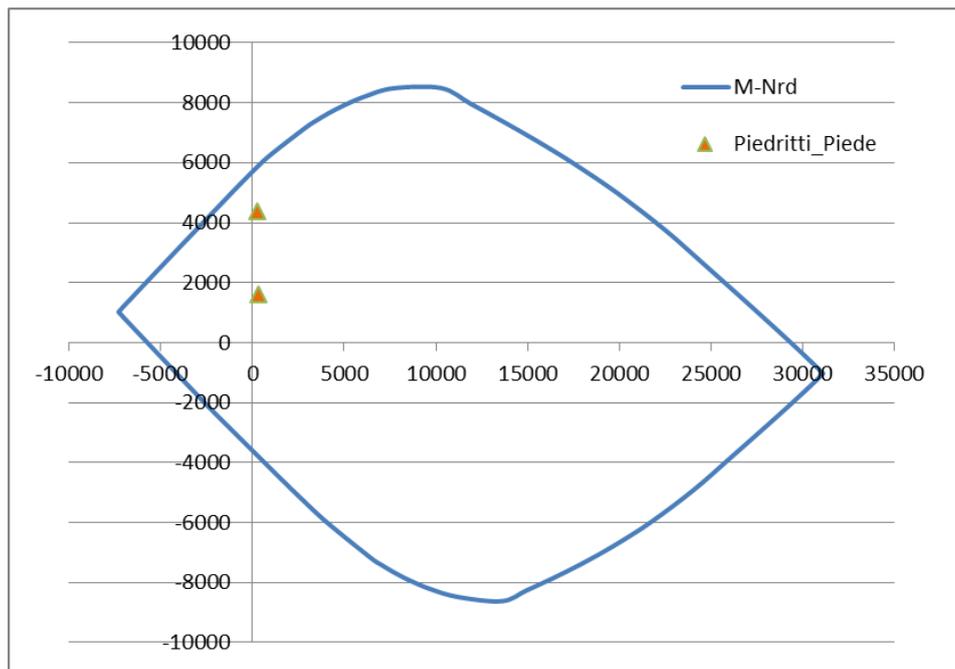
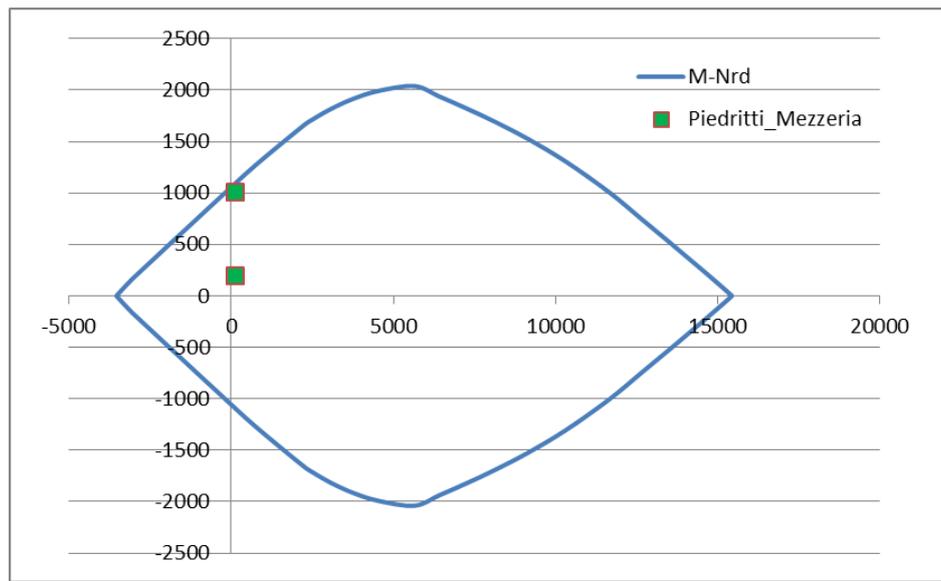


Figura 10-3 Verifica a pressoflessione sezione in mezzeria



I piedritti risultano verificati per ogni condizione di carico. Il massimo rapporto tra coppia agente e resistente è pari a 0,81 al piede del piedritto e 0,94 in mezzeria.

10.2 Verifiche a taglio

10.2.1 Soletta di fondazione

Per la verifica si considera una sezione $H=150\text{cm}$ $B=100\text{cm}$, armata con ferri $\varnothing 30/10\text{cm}$ superiori e inferiori in campata e $\varnothing 30/10\text{cm}$ superiori e $\varnothing 30/10\text{cm}$ in doppio strato inferiori sugli appoggi. La massima sollecitazione è ottenuta sull'angolo della soletta in condizioni sismiche e vale:

$$V_{Ed} = 336.7 \text{ kN..}$$

La verifica viene eseguita senza considerare le armature di II strato. Di seguito i risultati.

**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	42 di 54

ALTEZZA [mm]	1500
BASE [mm]	1000
COPRIFERRO [mm]	60
CLS - f_{ck} [MPa]	30
CLS - f_{cd} [MPa]	17.0
ACCIAIO - f_{yk} [MPa]	450
ACCIAIO - f_{yd} [MPa]	391.3
N° Ferri	10
Φ Ferri [mm]	30
ARMATURA [mm ²]	7068.6

C_{rd}	0.120
k	1.373
ρ_l	0.0049

v_{rd} [MPa]	0.404
v_{min} [MPa]	0.308
Vrd [kN]	581.4

La verifica risulta soddisfatta.

10.2.2 Piedritti

Per la verifica si considerano le seguenti sezioni:

- Sezione al piede Dimensioni: H=140cm, B=100cm,
armatura: Ø30/10cm interni ed esterni + Ø24/10cm esterni di II strato
copriferro/interferro: 6 cm.
- Sezione in mezzeria Dimensioni: H=70cm, B=100cm,
armatura: Ø24/10cm interni ed esterni
copriferro: 6 cm.

Le massime sollecitazioni taglianti sono:

$$V_{Ed, piede} = 990,4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed, mezzeria} = 439,4 \text{ kN.}$$

Di seguito le verifiche.

**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	43 di 54

ALTEZZA [mm]	1400
BASE [mm]	1000
COPRIFERRO [mm]	60
CLS - f_{ck} [MPa]	30
CLS - f_{cd} [MPa]	17,0
ACCIAIO - f_{yk} [MPa]	450
ACCIAIO - f_{yd} [MPa]	391,3
N° Ferri	10
Φ Ferri [mm]	30
ARMATURA [mm ²]	7068,6

C_{rd}	0,120
k	1,386
ρ_l	0,0053

VERIFICA AL PIEDE	
v_{rd} [MPa]	0,418
v_{min} [MPa]	0,313
Vrd [kN]	559,7

ALTEZZA [mm]	700
BASE [mm]	1000
COPRIFERRO [mm]	60
CLS - f_{ck} [MPa]	30
CLS - f_{cd} [MPa]	17,0
ACCIAIO - f_{yk} [MPa]	450
ACCIAIO - f_{yd} [MPa]	391,3
N° Ferri	10
Φ Ferri [mm]	24
ARMATURA [mm ²]	4523,9

C_{rd}	0,120
k	1,559
ρ_l	0,0071

VERIFICA IN MEZZERIA	
v_{rd} [MPa]	0,518
v_{min} [MPa]	0,373
Vrd [kN]	331,4

I piedritti NON risultano verificati a taglio sia al piede che in mezzeria.

Si provvede dunque a disporre un'armatura a taglio composta da spille $\emptyset 12/20$ cm in numero di 4 all'interno dello spessore della sezione, per un minimo di n.20 spille/m² di sezione, tanto al piede che in mezzeria ai piedritti.

Di seguito le verifiche rieseguite considerando l'armatura a taglio.

**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	44 di 54

Φ Spille [mm]	12
n° spille nello spessore	4
Passo Spille [mm]	200,0
Area Spille/m [mm ² /m]	2261,9

C_{rd}	0,120
k	1,386
ρ_l	0,0053

VERIFICA AL PIEDE	
v_{rd} [MPa]	0,418
v_{min} [MPa]	0,313
Vrd [kN]	559,7
VRsd [kN]	1067,4

Φ Spille [mm]	12
n° spille nello spessore	4
Passo Spille [mm]	200,0
Area Spille/m [mm ² /m]	2261,9

C_{rd}	0,120
k	1,559
ρ_l	0,0071

VERIFICA IN MEZZERIA	
v_{rd} [MPa]	0,518
v_{min} [MPa]	0,373
Vrd [kN]	331,4
VRsd [kN]	509,8

Considerando l'opportuna armatura a taglio le verifiche risultano soddisfatte.

10.3 Verifiche a fessurazione

Le verifiche vengono condotte secondo quanto previsto dalle norme NTC2018 Rif. [1].

Si riportano di seguito le condizioni di verifica.

- Combinazioni di verifica: SLE rara
- Condizioni ambientali: aggressive
- Limite apertura fessure: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Di seguito le verifiche.

10.3.1 Soletta di fondazione

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	1463.8	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1440	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	7069	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	7069	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	390.48	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1.48216E+11	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	18	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.86	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	155.48	[MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	1463.8	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	390.48	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	155.48	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.9	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	150	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	150000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.04712	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.09	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000619	[-]
		0.000619	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	30.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	278.23	[mm]
		278.23	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1723	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.2	[mm]

La verifica è soddisfatta.

Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	46 di 54

10.3.2 Piedritti

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	1138.5	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1340	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	7069	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	7069	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	372.62	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1.26832E+11	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	18	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.34	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	130.25	[MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	1138.5	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	372.62	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	130.25	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.9	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	150	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	150000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.04712	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.09	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000493	[-]
		0.000493	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	30.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	278.23	[mm]
		278.23	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1372	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.2	[mm]

La verifica al piede è soddisfatta.

**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	47 di 54

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	139.8 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	700 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	60 [mm]
Altezza utile della sezione	d	640 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	4524 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	4524 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	201.06 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	17133699080 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	18 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1.64 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	53.72 [MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	139.8 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	201.06 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	53.72 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.9 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_f	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	150000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.03016 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.09 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000041 [-] 0.000161 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	305.28 [mm] 305.28 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0492 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.2 [mm]

La verifica in mezzeria è soddisfatta.

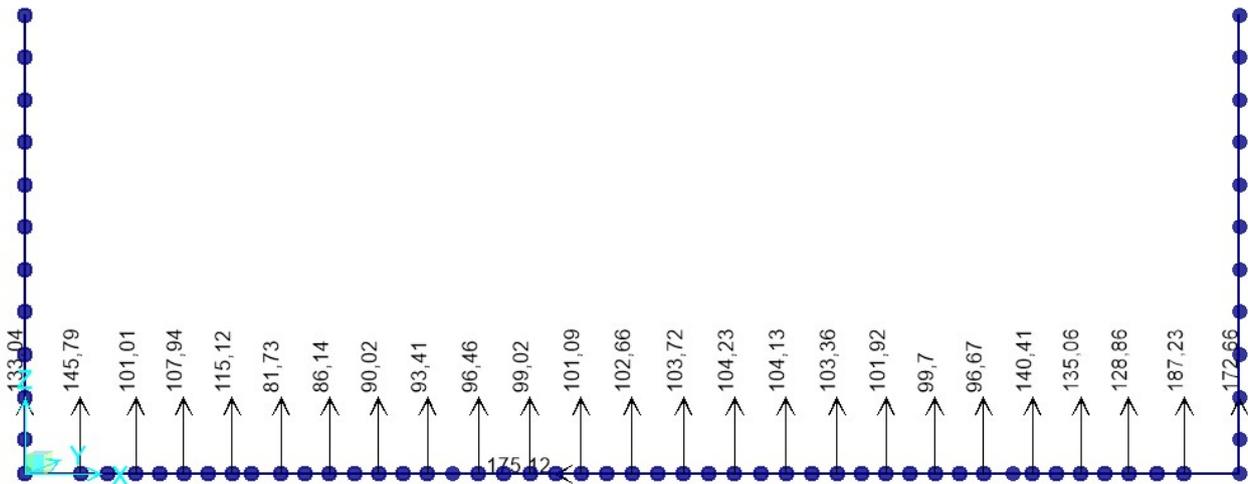
11. VERIFICHE GEO

Le verifiche sono condotte secondo l'approccio 2 considerando la combinazione A1+M1+R3, secondo quanto previsto dalle NTC2018 Rif. [1] e secondo quanto detto al § 7.

Per quanto concerne le azioni, nel foglio di verifica vengono considerati coefficienti unitari poiché le azioni di progetto sono quelle d'involuppo ENVE_SLU, le quali sono ricavate applicando ai carichi i coefficienti di combinazione A1 (per carichi stradali).

La verifica è soddisfatta se il coefficiente di sicurezza $F_s = q_{lim} / q$ risulta maggiore del valore 2,3, coefficiente parziale per la capacità portante.

Figura 11-1 – Reazioni molle in fondazione



L'azione di progetto è pari alla somma delle reazioni delle molle in fondazione:

$$N = 2831,4 \text{ kN}$$

Di seguito le verifiche geotecniche.

Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	49 di 54

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

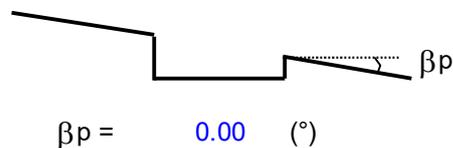
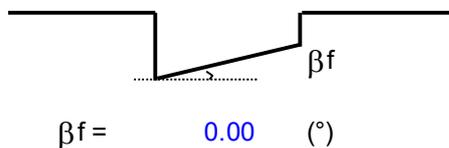
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,25	1,25
Tensioni ammissibili	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 25.00 (m)
L = 50.00 (m)
D = 3.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	2831.40	0.00	2831.40
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	50 di 54

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 36,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 36,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 25,00 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 50,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 57,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 9,80 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 37,75$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 50,59$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 56,31$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,37$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,36$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,80$$

**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	51 di 54

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,67 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,33 \quad m = 1,67 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg(\varphi')))^m$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

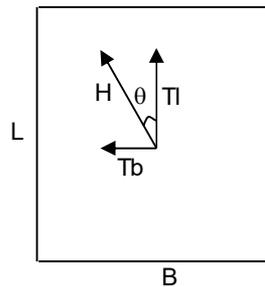
$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg(\varphi')))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1,00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1,03$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1,03$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	52 di 54

g_c , g_q , g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 8538.98 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 2.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 3769.77$$

$$F_s > 2,3$$

La verifica è soddisfatta.

12. INCIDENZA ARMATURE

La struttura presenta un'incidenza di **120 kg/mc** per tutti gli elementi strutturali.

Come previsto dall' Eurocodice (UNI EN 1992-1-1) per le piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale. Pertanto nel calcolo è stata considerata un'armatura longitudinale diffusa $\phi 14/20$ ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni.

Incidenza muro a U TR01

Hsez	1.2	m
Bsez	1	m
Lsez	1	m
Vcls	1.2	m ³
Ptot	142.63	kg/m ³
Peso acciaio	7850	kg/m ³
Incidenza media	118.86	kg/m ³

Ferri longitudinali

	ϕ mm	$A\phi$ m ²	n°barre	Peso kg/m
<u>Strato superiore</u>	24	4.52E-04	10	35.14
<u>Strato inferiore</u>	24	4.52E-04	10	35.14
<u>Strato centrale</u>	24	4.52E-04	5	17.57

Ferri trasversali

	ϕ mm	$A\phi$ m ²	n°barre	Peso kg/m
<u>Strato superiore</u>	14	1.54E-04	5	6.04
<u>Strato inferiore</u>	14	1.54E-04	5	6.04

Staffe

ϕ mm	$A\phi$ m ²	passo cm	n°bracci	Peso kg/m
12	1.13E-04	25	5	24.10



ITINERARIO NAPOLI – BARI
RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA
PROGETTO DEFINITIVO

**Trincea tra muri TR01 - Muri di contenimento -
relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	TR0100 001	A	54 di 54