

COMMITTENTE:



RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A.
DIREZIONE INVESTIMENTI

SOGGETTO TECNICO:

RFI – DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE DI FIRENZE
S.O. INGEGNERIA

PROGETTAZIONE: MANDATARIA



PROGETTO DEFINITIVO

LINEA PISTOIA - LUCCA - VIAREGGIO/PISA
RADDOPPIO DELLA LINEA PISTOIA - LUCCA - PISA S.R.
TRATTA PESCIA - LUCCA

11 - OPERE D'ARTE

Sottopasso pedonale al km 40+318 (via dei Malfatti)

Relazione tecnica e di calcolo

SCALA --

Foglio 1 di 1

PROGETTO/ANNO	SOTTOPR.	LIVELLO	NOME DOC.	PROGR.OP.	FASE FUNZ.	NUMERAZ.
1 3 4 6 P O	S 1 1	P D	T G S P	2 7	0 1	E 0 0 1

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Prima Emissione	G. Tanzi	18/09/2018						

POSIZIONE ARCHIVIO	LINEA	SEDE TECN.	NOME DOC.	NUMERAZ.		
	L 5 4 2	L 0 1 1 1 6	T B 0 0	1 0 / 0 1		
	Verificato e trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data

1346-PO-S11-PD-TGSP-27-01-E001.dwg

INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3.	MATERIALI	8
3.1.	MATERIALI SOLETTA	9
3.2.	MATERIALE DEL RILEVATO A MONTE DEL DIAFRAMMA	9
3.3.	MATERIALI DEI DIAFRAMMI	9
4.	DIAFRAMMI	11
4.1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	11
4.1.1.	Descrizione delle pareti	11
4.2.	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO	15
4.3.	MODELLO DI CALCOLO	15
4.4.	ANALISI DELLA SOLUZIONE ADOTTATA PER LA PARATIA	15
4.4.1.	Vita utile dell'opera	15
4.4.2.	Fasi di esecuzione dell'opera	15
4.4.3.	Analisi dei carichi	21
4.4.4.	Criteri di combinazione dei carichi e delle verifiche	26
4.5.	RISULTATI DEL PROGRAMMA PARATIE	29
4.6.	VERIFICHE ESEGUITE	32
4.7.	DIAFRAMMI – INCIDENZA ARMATURE	37
5.	SOLETTA	38
5.1.	Analisi dei carichi impalcato	38
5.2.	COMBINAZIONI DEI CARICHI E CRITERI DI VERIFICA	45
5.2.1.	Combinazioni delle azioni	45
5.3.	PROGETTO DELL'IMPALCATO	50
5.3.1.	Azione sismica	50
5.3.2.	Modello di calcolo	52
5.3.3.	Sollecitazioni di progetto	54
5.3.4.	Verifica degli elementi costituenti l'impalcato	57
5.3.5.	Armature	58

5.3.6. Resoconto Verifiche.....	59
5.4. INCIDENZA ARMATURE.....	60

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo strutturale è relativa alla progettazione del nuovo sottopasso pedonale sito alla p. km 40+318 della linea ferroviaria Pistoia-Lucca, nel comune di Capannori (LU).

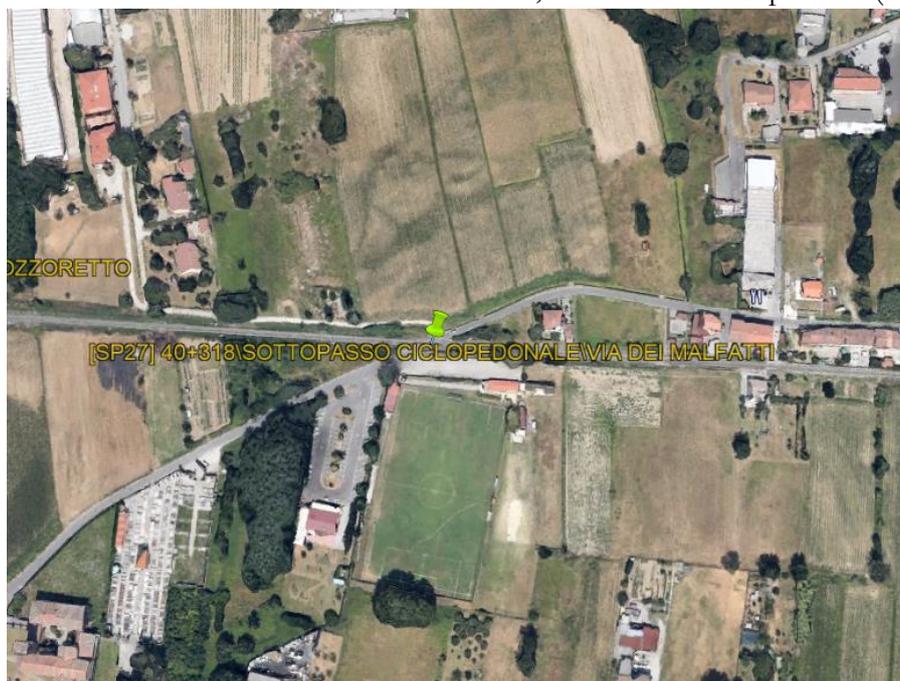


Figura 1-1 Vista satellitare del sottopasso in progetto al km 40+318

L'intervento fa parte del progetto di raddoppio della linea ferroviaria compresa tra le stazioni di Pescia e Lucca ed è conseguente al riassetto della viabilità dovuto alla soppressione del passaggio a livello alla p. km 40+294 di Via dei Malfatti.

Le fasi costruttive dell'opera prevedono la realizzazione dei diaframmi e della soletta dell'impalcato in fasi distinte al fine di garantire la circolazione ferroviaria su almeno un binario.

I diaframmi sono eseguiti mediante benna mordente e gettati in opera. In sezione hanno spessore 1,2m e larghezza longitudinale di 3,0 metri. La profondità del diaframma è pari a 16 metri. Al di sotto del rilevato ferroviario la soletta ammortata in testa ai diaframmi ha spessore 90cm per uno sviluppo di 24,7 metri. Nel resto dello sviluppo del sottopasso i diaframmi sono collegati in testa da un cordolo di irrigidimento di altezza 80cm e larghezza 130cm.

Si riportano nel seguito i prospetti e le sezioni descrittive dell'opera in esame.

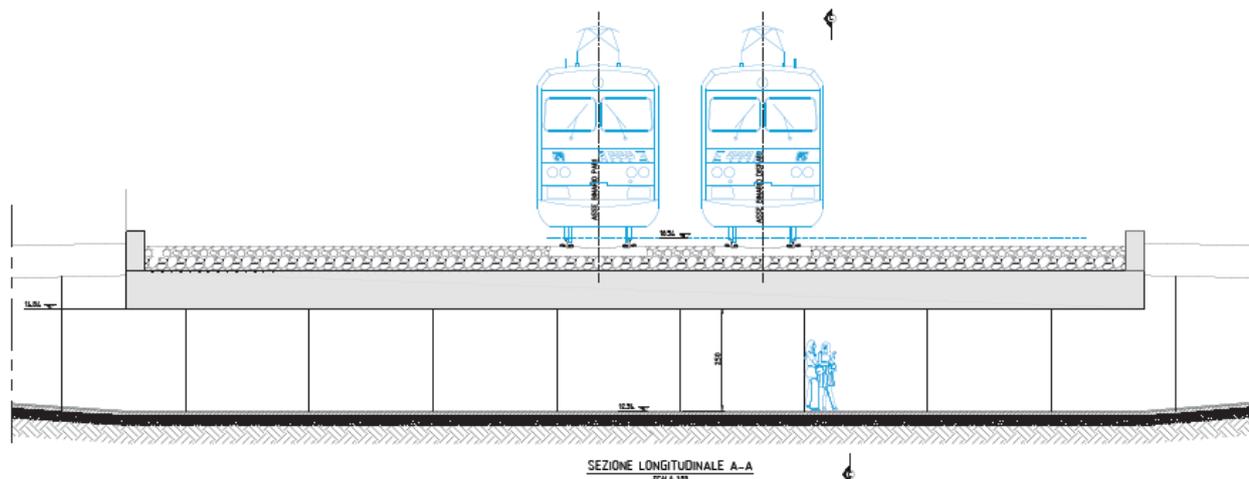


Figura 1-2 Sezione longitudinale dell'opera

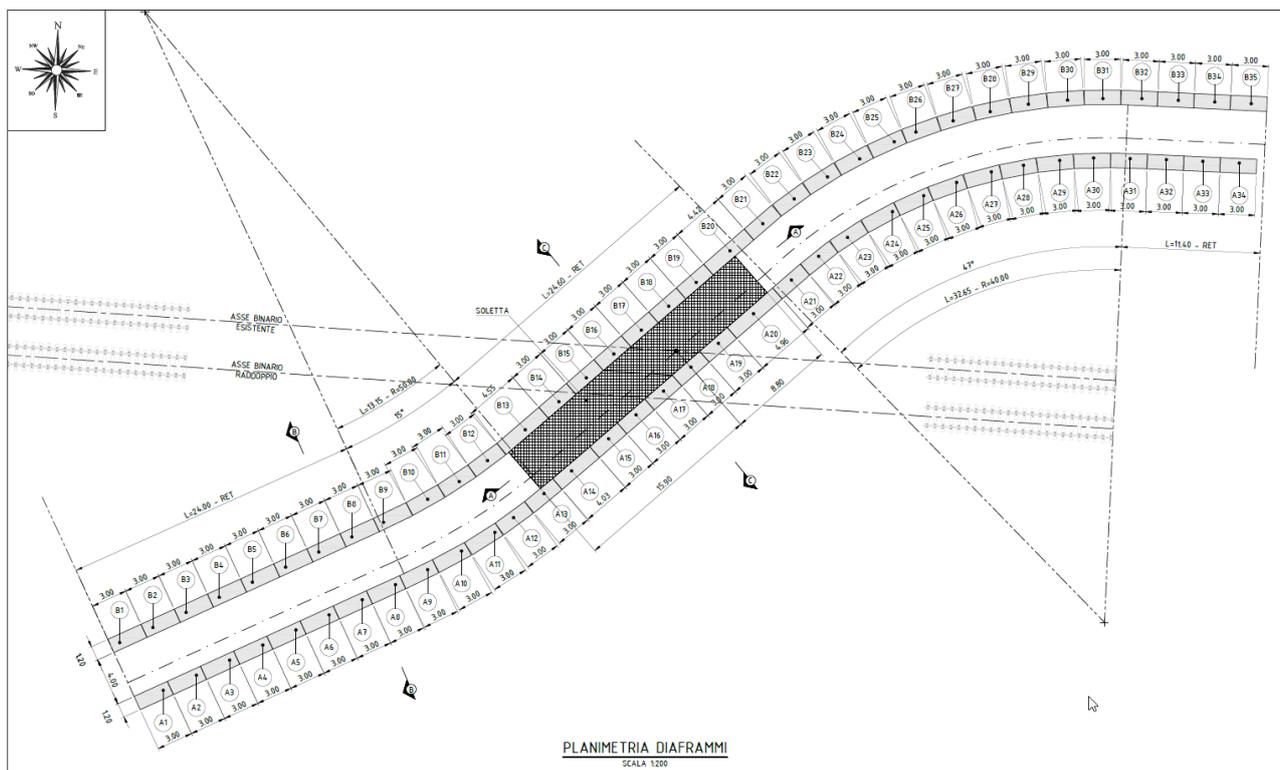


Figura 1-3 Planimetria dei diaframmi e della soletta

Mandataria

TECH PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti

SGI STUDIO GEOTECNICO ITALIANO srl
Ingegneria geotecnica - Ingegneria idraulica - Ingegneria ambientale
progettazione applicata

ambiente
ingegneria ambientale e laboratori

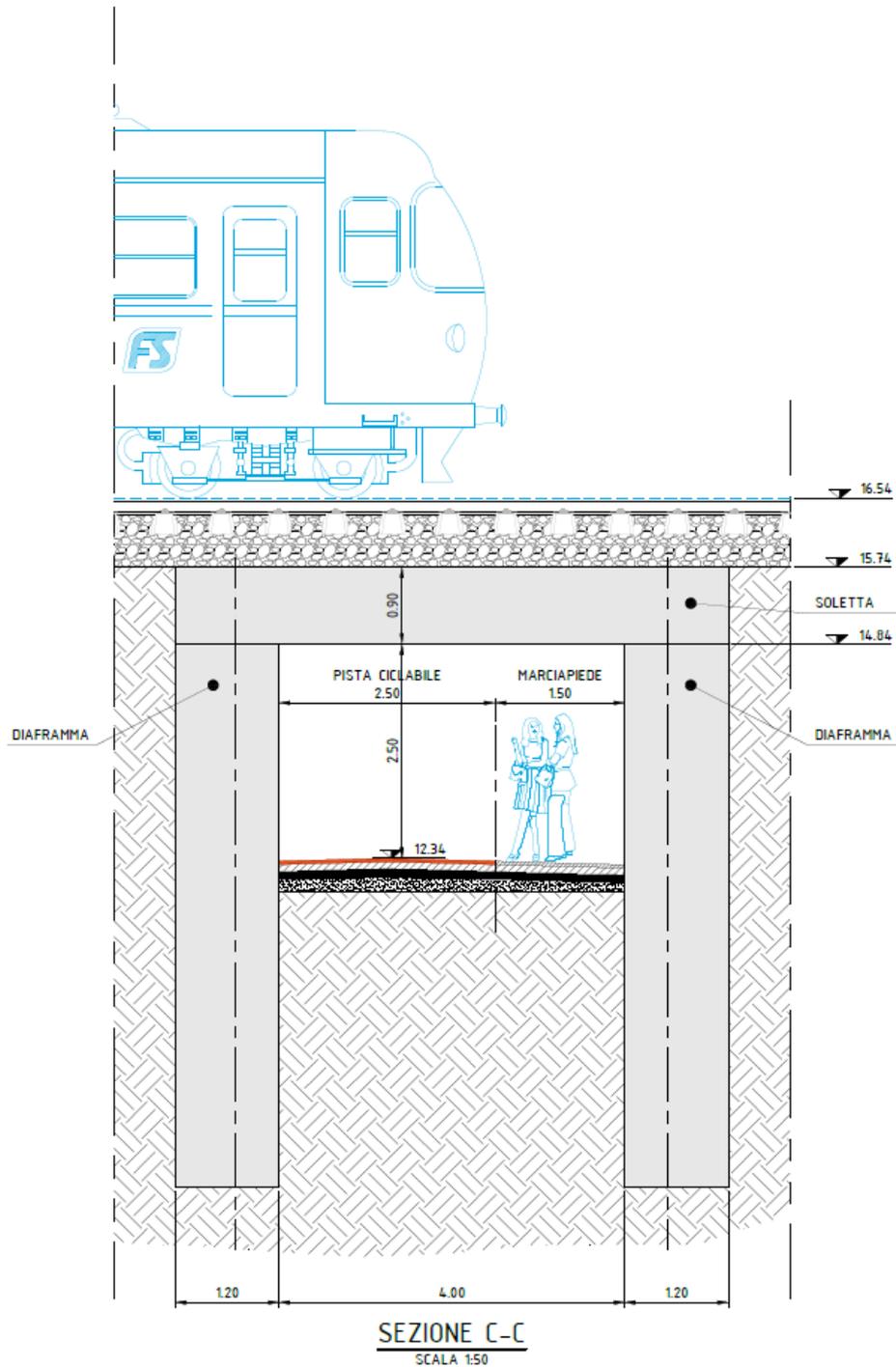


Figura 1-4 Sezione trasversale del sottopasso al di sotto del rilevato ferroviario

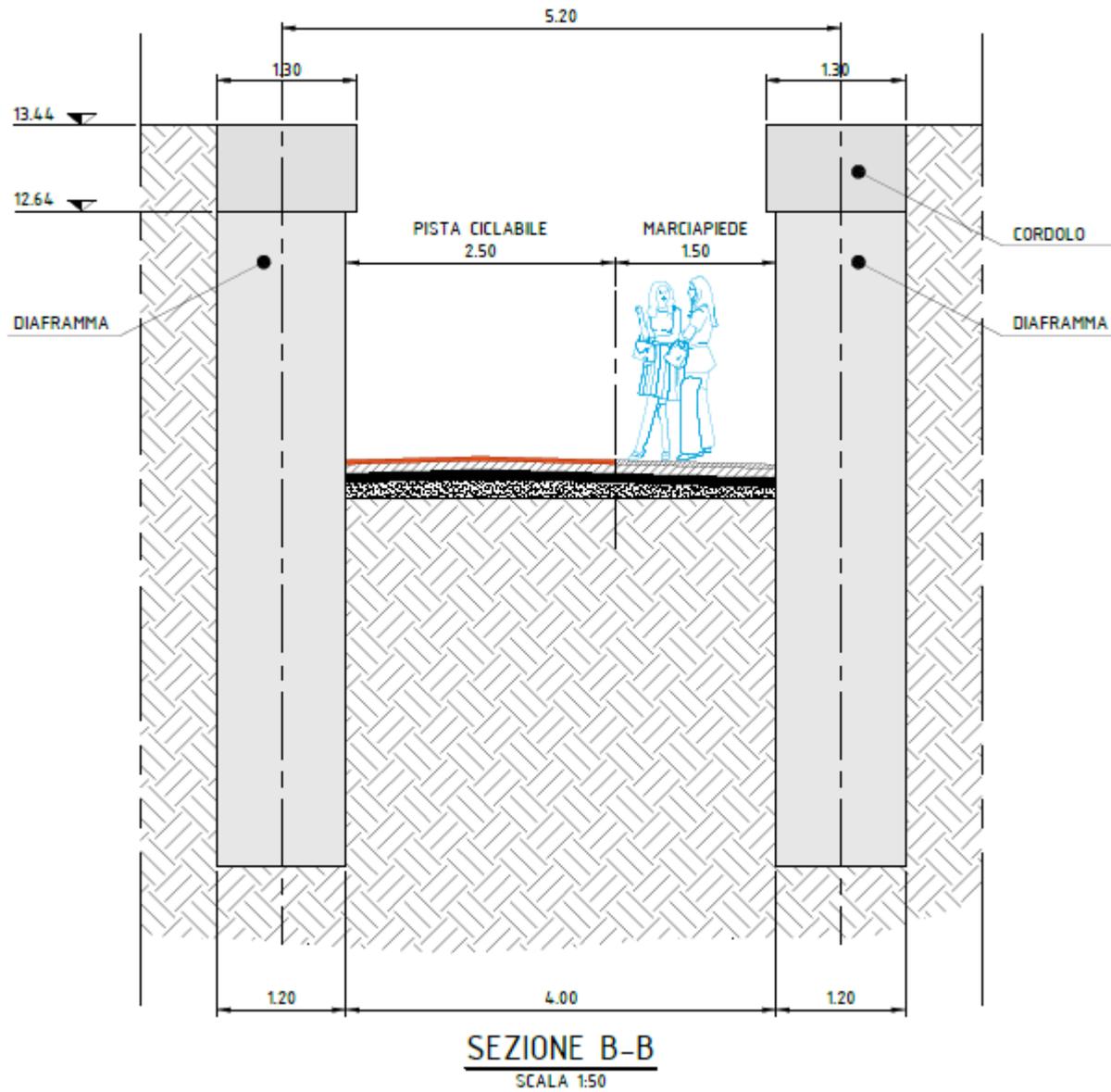


Figura 1-5 Sezione longitudinale della spalla

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento per la progettazione in oggetto è la seguente:

Norme tecniche per le costruzioni

- D.M. 17/01/2018: Norme tecniche per le costruzioni (d’ora in avanti definite NTC18);

Specifiche tecniche ed istruzioni RFI

- RFI DTC SI MA IFS 001 B Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE I - DISPOSIZIONI GENERALI
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 1 – AMBIENTE E GEOLOGIA
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 2 – PONTI E STRUTTURE
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 3 – CORPO STRADALE
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 5 – PRESCRIZIONI PER I MARCIAPIEDI E LE PENSILINE
- RFI DTC SICS SP IFS 001 B del 24-12-15 Capitolato appalto OOC
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la Progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la Progettazione e l’esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio “I” incorporate nel calcestruzzo

Eurocodici:

- UNI EN 1990: Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture.
- UNI EN 1992: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- UNI EN 1993: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio.
- UNI EN 1993: Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- UNI EN 1997: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica.
- UNI EN 1998: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

3. MATERIALI

I requisiti minimi delle miscele di calcestruzzo sono individuati in tabella 6.5.5.1 del Capitolato d'Appalto RFI. Per il copriferro di progetto, individuato a partire dalla classe di esposizione ambientale, si fa riferimento alla tabella del par. 2.5.2.2.3.2 del Manuale di Progettazione RFI.

Tabella 6.5.5.1 – Requisiti minimi delle miscele

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	
Tipo di calcestruzzo	Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206) ¹	Rapporto a/c max	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) _{min}]	Classe di consistenza	Tipo di cemento	Classe di resistenza di calcolo (MPa)	
C**	1	Impalcati in c.a. ordinari Solette in c.a. in elevazione	XC3	0.55	C30/37	S4,S5	CEM I,II,III,IV,V	Rck
	2	Pile e spalle Baggioli e pulvini Strutture in c.a. in elevazione	XC3	0.55	C30/37	S3,S4	CEM I,II,III,IV,V	Rck
H**	1	Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	XC2	0.60	C25/30	S4, S5	CEM III,IV,V	30
	2	Pali di fondazione gettati in opera	XC2	0.60	C25/30	S4, S5	CEM III,IV,V	30
	3	Pali di fondazione prefabbricati	[XA1]	0.50	C32/40	S4, S5	CEM III,IV,V	Rck
I	Magrone di riempimento o livellamento	X0	-	C12/15	-	CEM I,II,III,IV,V	Rck	

Elemento strutturale	Categoria di esposizione minima	Copriferro minimo
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	XC2	60mm
Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	XC2	60mm
Pali di fondazione prefabbricati	XA1	60mm
Solettoni di fondazione, fondazioni amate	XC2	40mm
Fondazioni non amate (pozzi, sottopinti, ecc.)	XC2	40mm
Cunette canalette e cordoli	XC1	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, baggioli)	XC3	40mm
Opere in elevazione con superfici interrate o non ispezionabili	XC3	40mm
Solette estradosso	XC3	35mm
Solette intradosso (getto in opera)		35mm
Impalcati armatura ordinaria	XC3	40mm

tabella 2.5.2.2.3.2-1

3.1. MATERIALI SOLETTA

- Calcestruzzo soletta impalcato:

Tipo	C 30/37
Classe di esposizione	XC3
Copriferro	40 mm
Rapporto a/c massimo	0.55
Classe di consistenza	S3, S4
Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} \geq 2.169 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 33642.8 \text{ N/mm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

- Acciaio da carpenteria in barre da c.a. e reti elettrosaldate:

Tipo	B450C
Resistenza caratteristica di snervamento	$F_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{acc} = 78.5 \text{ kN/m}^3$

3.2. MATERIALE DEL RILEVATO A MONTE DEL DIAFRAMMA

A monte della spalla si assumono i parametri geotecnici di un rilevato stradale in rettilineo con le caratteristiche meccaniche come indicato dal Manuale di Progettazione (PARTE II – SEZIONE 3 - 3.8.1.3.3):

- Peso dell'unità di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito $\varphi' = 35^\circ$
- Coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$

3.3. MATERIALI DEI DIAFRAMMI

- Calcestruzzo soletta impalcato:

Tipo	C 30/37
Classe di esposizione	XC3
Copriferro	60 mm
Rapporto a/c massimo	0.55
Classe di consistenza	S3, S4
Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} \geq 2.169 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 33642.8 \text{ N/mm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

- Acciaio da carpenteria in barre da c.a. e reti elettrosaldate:

Tipo	B450C
Resistenza caratteristica di snervamento	$F_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{acc} = 78.5 \text{ kN/m}^3$

4. DIAFRAMMI

4.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in esame è un diaframma trivellato di pali trivellati di diametro 1.2 metri accostati, ad interasse 3.0 m. Il diaframma ha profondità 16 metri da quota piano campagna.

4.1.1. Descrizione delle pareti

Viene riportata nel seguito la descrizione delle sezioni adottate per i diaframmi

X : -2 m

Quota in alto : 1 m

Quota di fondo : -15 m

Muro di sinistra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m
Rinforzo longitudinale 1
Lunghezza : 16 m
Materiale :
Quota iniziale : 1 m
Barre di sinistra 1
Numero di barre : 10
Diametro : 0.024 m
Distanza dal bordo : 0.08 m
Barre di destra 1
Numero di barre : 10
Diametro : 0.024 m
Distanza dal bordo : 0.08 m
Staffe 1
Numero di staffe : 4
Copertura : 0.05 m
Diametro : 0.01 m
Lunghezza : 16 m
Quota iniziale : 1 m
Passo : 0.25 m

Sezione : PARATIA

Area equivalente : 1.2 m

Inerzia equivalente : 0.144 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C28/35

Tipo sezione : Solid

Spessore : 1.2 m

Efficacia : 1

Mandataria

Mandanti



X : 2 m

Quota in alto : 1 m

Quota di fondo : -15 m

Muro di destra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 16 m

Materiale :

Quota iniziale : 1 m

Barre di sinistra 1

Numero di barre : 10

Diametro : 0.024 m

Distanza dal bordo : 0.08 m

Mandataria

Mandanti

Barre di destra 1

Numero di barre : 10
Diametro : 0.024 m
Distanza dal bordo : 0.08 m

Staffe 1

Numero di staffe : 4
Copertura : 0.05 m
Diametro : 0.01 m
Lunghezza : 16 m
Quota iniziale : 1 m
Passo : 0.25 m

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 16 m
Materiale :

Quota iniziale : 1 m

Barre di sinistra 1

Numero di barre : 10
Diametro : 0.024 m
Distanza dal bordo : 0.08 m

Barre di destra 1

Numero di barre : 10
Diametro : 0.024 m
Distanza dal bordo : 0.08 m

Staffe 1

Numero di staffe : 4
Copertura : 0.05 m
Diametro : 0.01 m
Lunghezza : 14 m
Quota iniziale : 1 m
Passo : 0.25 m

Sezione : PARATIA

Area equivalente : 1.2 m
Inerzia equivalente : 0.144 m⁴/m
Materiale calcestruzzo : C28/35
Tipo sezione : Solid
Spessore : 1.2 m
Efficacia : 1

Sezione : PARATIA

Area equivalente : 1.2 m
Inerzia equivalente : 0.144 m⁴/m
Materiale calcestruzzo : C28/35

Mandataria

Mandanti

Tipo sezione : Solid

Spessore : 1.2 m

Efficacia : 1



4.2. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

La stratigrafia di base sulla quale è stato impostato il modello è la seguente:

Unità	Prof.	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E_{op} [MPa]	CR	RR	k [m/s]
Depositi limoso-argillosi (bna)	0-4.5	19	30	0	15	10	-	-	1×10^{-8}
Depositi sabbiosi e ghiaiosi (bna)	4.5-35	19.5	35	0	-	35	-	-	1×10^{-4}
Depositi limosi e argillosi (VIL_h)	>35	21	30	10	90	-	0.08	0.02	1×10^{-10}

4.3. MODELLO DI CALCOLO

Il calcolo viene affrontato mediante ParatiePlus, un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

4.4. ANALISI DELLA SOLUZIONE ADOTTATA PER LA PARATIA

4.4.1. Vita utile dell'opera

In accordo alla Tabella 2.5.1.1.1-1 del Manuale di Progettazione, si considera la seguente Vita Nominale:
 $V_N \geq 50$ anni

Dalla Tabella 2.5.1.1.2-1 del Manuale, si ricava la classe d'uso dell'opera in esame, la C III, per la quale il coefficiente d'uso risulta:

$$C_U = 1.5$$

Ne consegue un periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche sulla struttura:

$$P_{VR} = 10\%$$

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

Per il sottosuolo in questione si ha:

Categoria di sottosuolo: C

Condizione topografica: T1

Il periodo di ritorno per lo Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV) è:

$$V_R = V_N \cdot C_U \geq 75 \text{ anni}$$

4.4.2. Fasi di esecuzione dell'opera

Il calcolo della paratia viene eseguito durante tutte le fasi di esecuzione:

- Stage 1: realizzazione dei diaframmi in condizione geostatica
- Stage 2: esecuzione della soletta di sostegno dell'impalcato
- Stage 3: esecuzione dello scavo fino a profondità 3.5 metri da p.c.
- Stage 4: realizzazione del sentiero pedonale e ripristino dell'esercizio ferroviario in testa al diaframma
- Stage 5: applicazione delle spinte sismiche

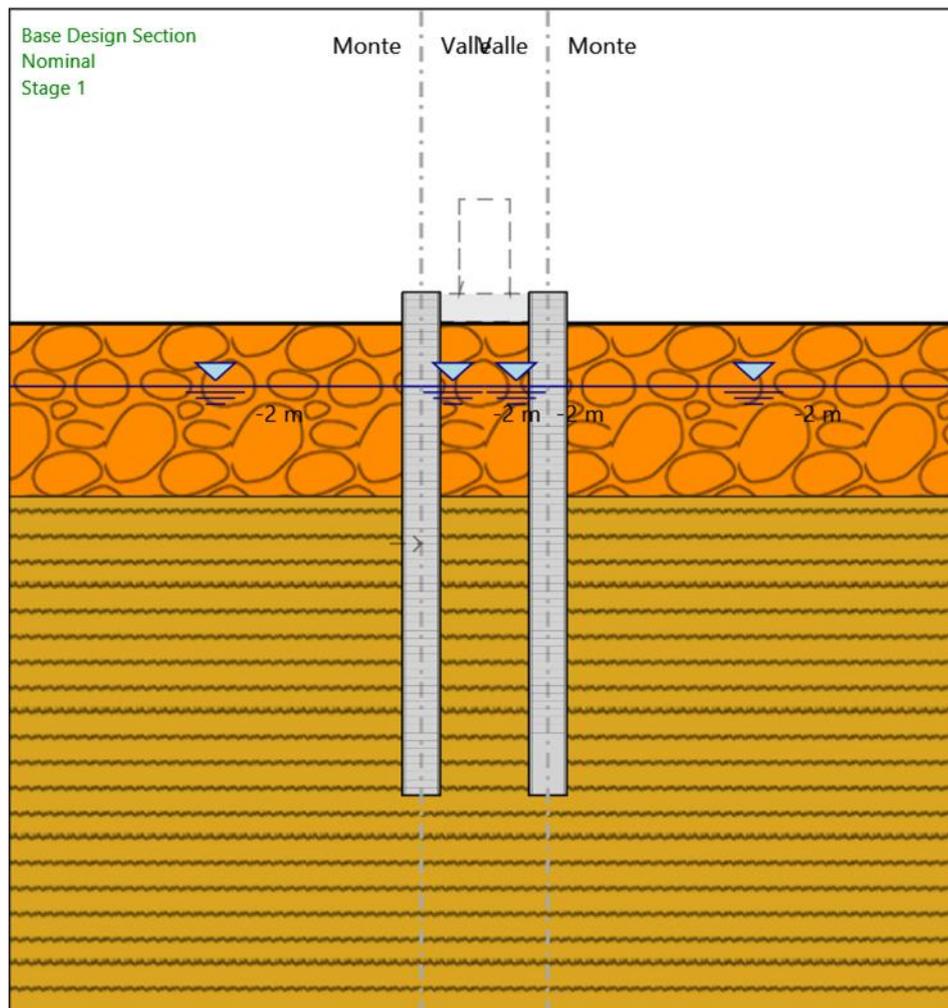


Figura 4-1 – Stage 1 – Realizzazione dei diaframmi in condizione geostatica

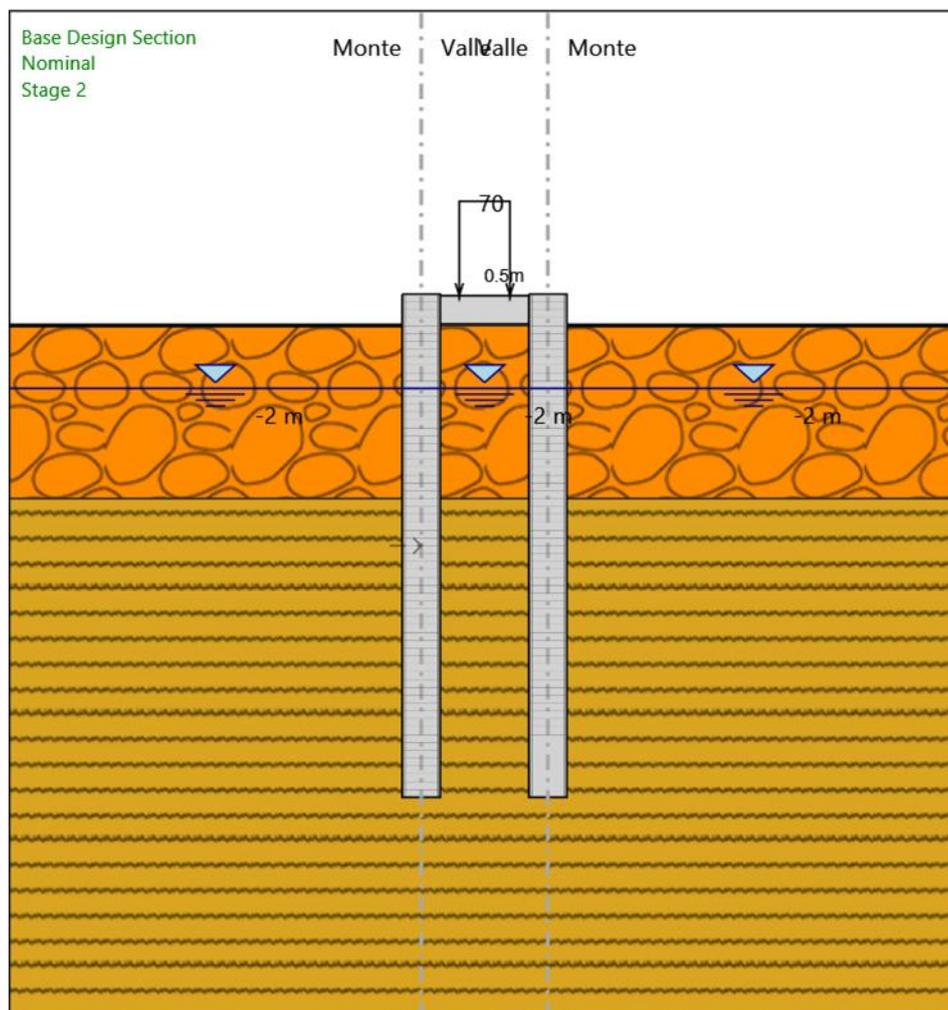


Figura 4-2 – Stage 2 – Realizzazione della soletta in testa

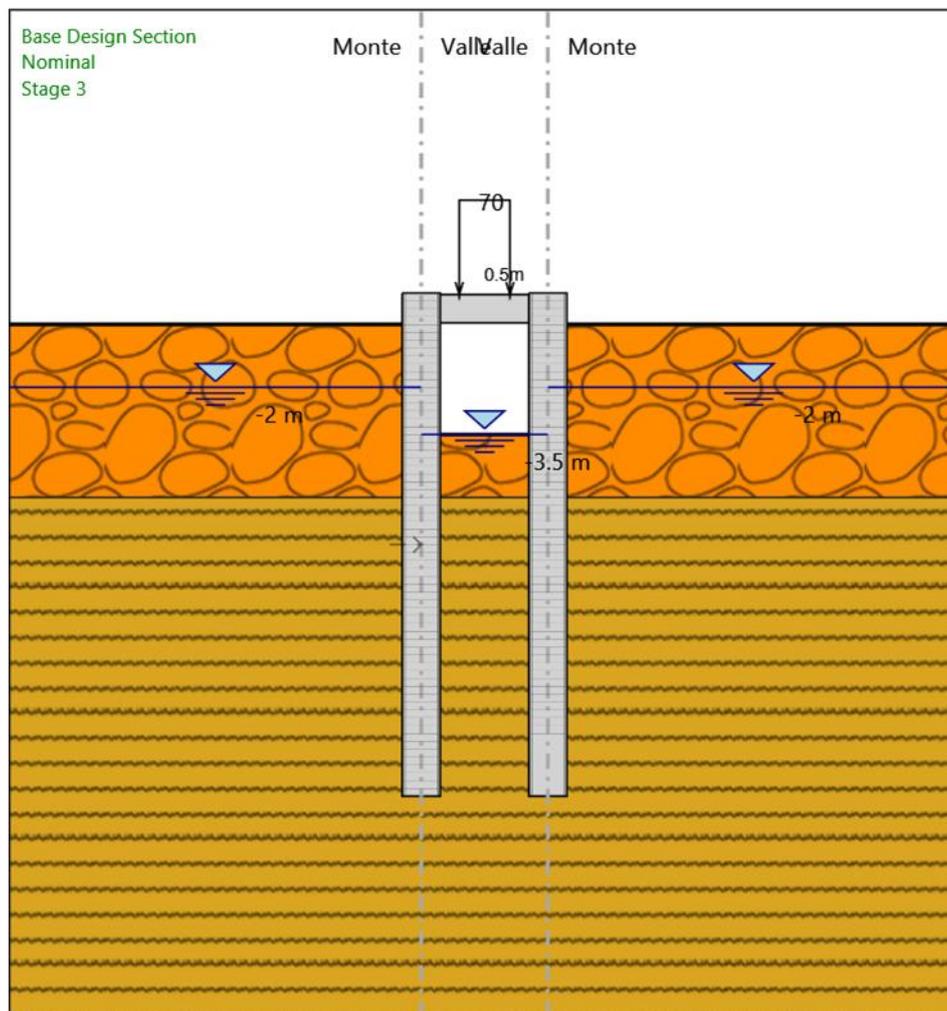


Figura 4-3 – Stage 3 – Completamento scavo fino a -6.5m di profondità e realizzazione del rilevato ferroviario

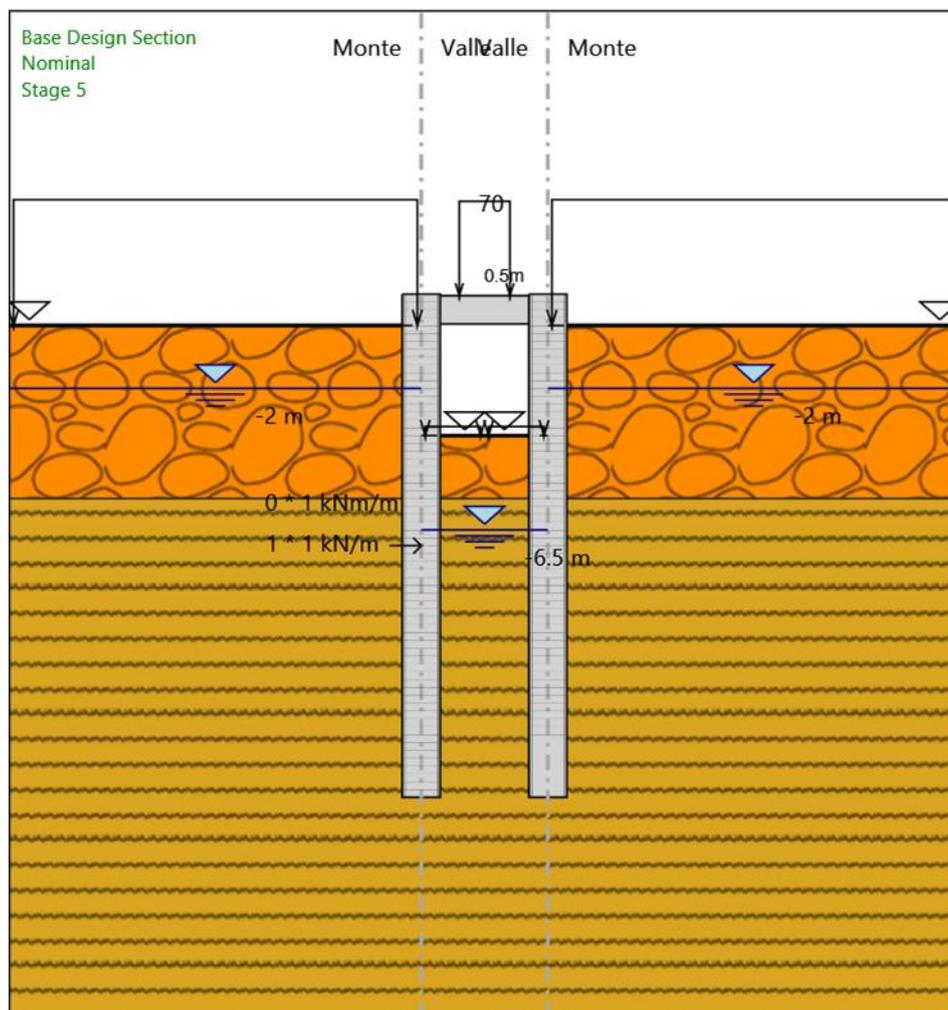


Figura 4-4 – Stage 4 – Esecuzione del sentiero pedonale e messa in esercizio del normale traffico ferroviario

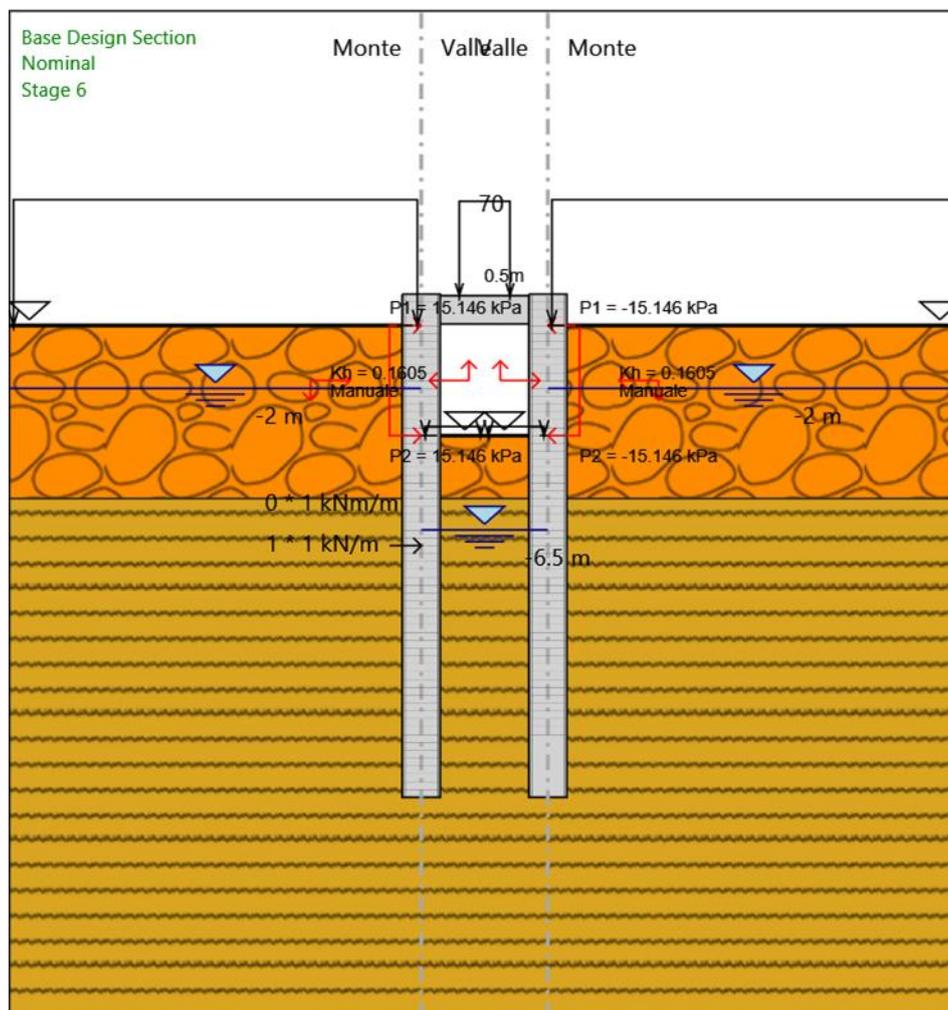


Figura 4-5 - Stage 5 - Condizione sismica

4.4.3. Analisi dei carichi

4.4.3.1. Spinte del terreno

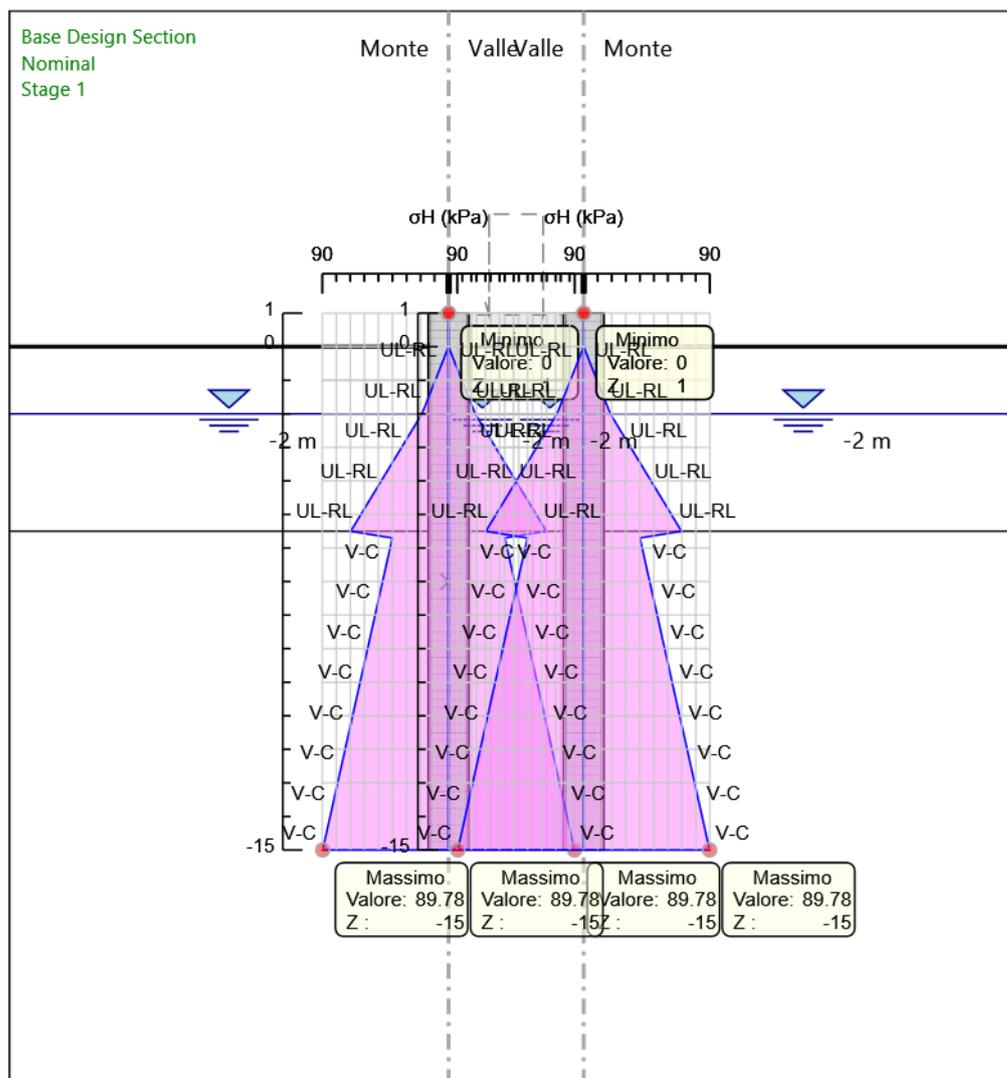


Figura 4-6 Pressioni del terreno σ_H

Segue il riepilogo delle spinte sui diaframmi

Design Assumption: Nominal	Tipo Risultato: Riepilogo spinte	Muro:	LEFT	Lato	LEFT		
Stage	Vera effettiva (kN/m)	Pressione neutra (kN/m)	Vera Totale (kN/m)	Min ammissibile (kN/m)	Max ammissibile (kN/m)	Percentuale di resistenza massima	Vera / Attiva
Stage 1	789.4	780.2	1569.7	2.2	6784.2	11.64%	358.82
Stage 2	841.3	780.2	1621.5	2.2	6784.2	12.4%	382.41
Stage 3	610.6	780.2	1390.8	2.2	6782.9	9%	277.55
Stage 5	1188.6	361.2	1549.9	3.7	13506.6	8.8%	321.24
Stage 6	1175	361.2	1536.3	3.7	12331.1	9.53%	317.57

Design Assumption: Nominal	Tipo Risultato: Riepilogo spinte	Muro:	LEFT	Lato	RIGHT		
Stage	Vera effettiva (kN/m)	Pressione neutra (kN/m)	Vera Totale (kN/m)	Min ammissibile (kN/m)	Max ammissibile (kN/m)	Percentuale di resistenza massima	Vera / Attiva
Stage 1	789.4	780.2	1569.7	2.2	6784.2	11.64%	358.82
Stage 2	852.3	780.2	1632.5	2.3	7248.7	11.76%	370.57
Stage 3	534.7	780.2	1315	1.3	2790.9	19.16%	411.31
Stage 5	865.2	361.2	1226.5	1.9	5541.5	15.61%	455.37
Stage 6	867.7	361.2	1228.9	1.9	4257.6	20.38%	456.68

4.4.3.2. Sovraccarichi accidentali sulla paratia

Si inserisce un sovraccarico dovuto al peso della sovrastruttura ferroviaria. Il valore di tale sovraccarico è calcolato a partire da uno spessore del allast pari a 0.8 metri:

$$\Delta q(\text{ballast}) = 18 \cdot 0.8 = 14.4 \text{ kN/m}^2;$$

Si stima il sovraccarico da traffico ferroviario ipotizzando il treno di carico più gravoso. Si considera quindi il sovraccarico dovuto al passaggio di un treno SW2 (150kN/m). Come suggerito dal §5.2.2.2.1.5 di NTC'18 si considera tale carico uniformemente ripartito su una larghezza di 3 metri.

$$\Delta q(\text{SW2}) = 50/3 = 50 \text{ kN/m}^2;$$

Si assume in definitiva un sovraccarico in testa alla soletta e a monte dei diaframmi pari a 70kPa.

4.4.3.3. Azione sismica

L'azione sismica di base è stata definita sulla base del comune di appartenenza del sito di realizzazione dell'opera (Capannori, LU).

In accordo alla Tabella 2.5.1.1.1-1 del Manuale di Progettazione, si considera la seguente Vita Nominale: $V_N \geq 50$ anni

Dalla Tabella 2.5.1.1.2-1 del Manuale, si ricava la classe d'uso dell'opera in esame, la C III, per la quale il coefficiente d'uso risulta:

$$C_U = 1.5$$

Ne consegue un periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche sulla struttura:

$$P_{VR} = 10\% \\ T_R = 712 \text{ anni}$$

Per il sottosuolo in questione si ha:

Categoria di sottosuolo: C

Condizione topografica: T1

Il periodo di ritorno per lo Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV) è:

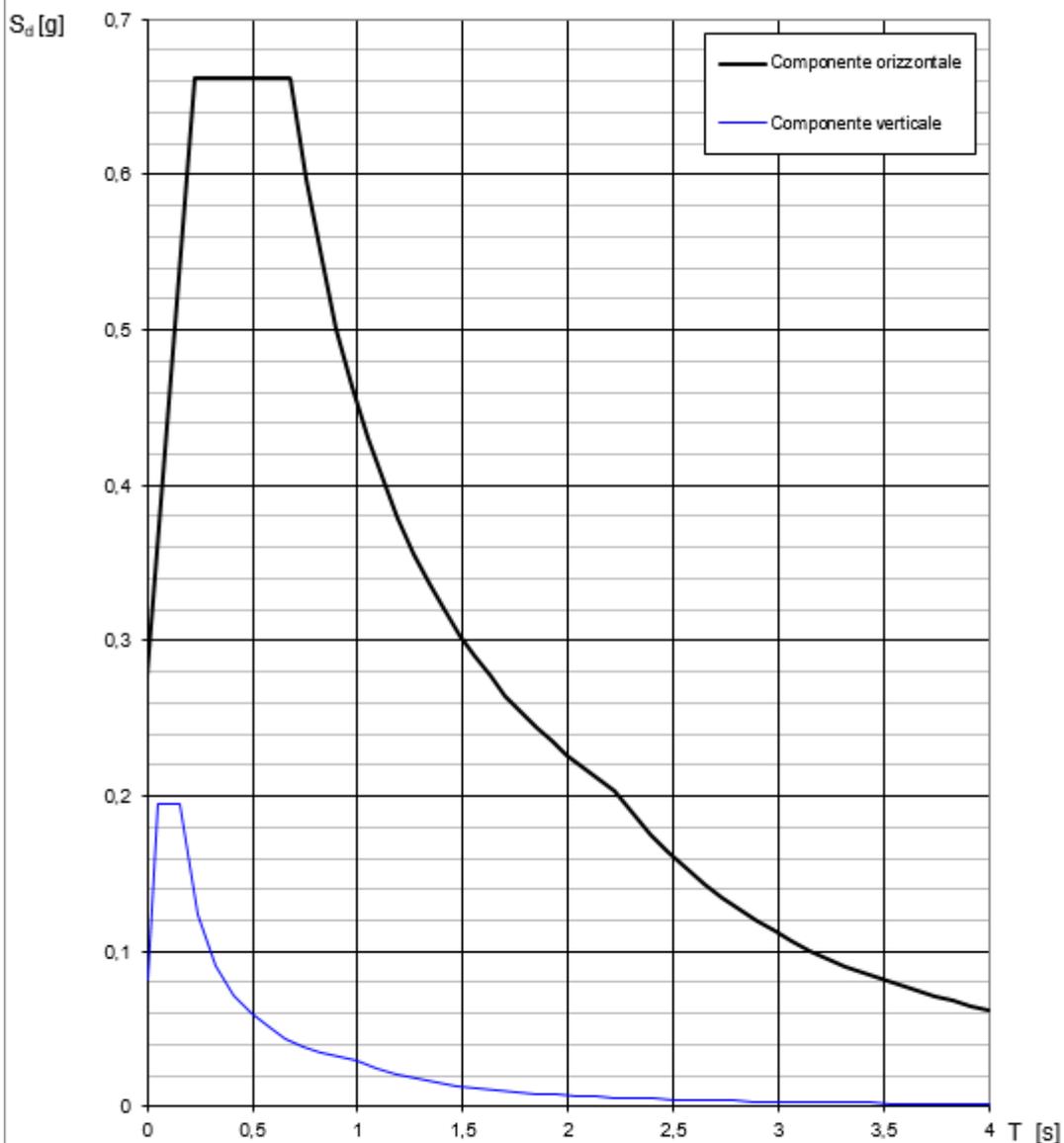
$$V_R = V_N \cdot C_U \geq 75 \text{ anni}$$

Infine, si considera un fattore di struttura come suggerito da NTC'18 al paragrafo 7.9.5.6.2 sulla base del collegamento con l'impalcato. Nel caso in esame si analizza la spalla con apparecchio di appoggio fisso. Si ha quindi:

Fattore di struttura: 1

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri_NTCver.1.0.3.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limit SLV



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta orizzontale:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,154 g
F_0	2,389
T_C	0,298 s
S_S	1,479
C_C	1,566
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,479
η	1,000
T_B	0,155 s
T_C	0,466 s
T_D	2,215 s

I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta verticale sono:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,081 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,265
S	1,000
η	1,000

4.4.3.4. Sovrappinta sismica del terreno

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. Essendo la spalla rigida e completamente vincolata, nel terreno non si raggiungono le condizioni di equilibrio limite. Si applica quindi la teoria di Wood, secondo la quale la sovrappinta sismica è data da una distribuzione di sovrappressioni costante con la profondità.

La risultante è quindi applicata a metà altezza della spalla ($H/2$).

Le formule impiegate sono le seguenti:

Per il valore dell'incremento di spinta in condizioni sismiche si ha:

$$\Delta P_d = (a_g/g) \cdot S \cdot \gamma_d \cdot H^2$$

In cui:

a_g/g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche del sito:

$$S = S_S \cdot S_T = 1.480$$

Per l'opera in esame risulta:

$$a_g/g = 0.154$$

Si riportano di seguito i coefficienti sismici orizzontale e verticale assunti per il calcolo della sovrappinta sismica del sito indagato suggeriti dal Manuale di Progettazione RFI:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0,2272$$

$\beta_m = 1$ coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima (per opere non in grado di subire spostamenti).

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

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito;

Mentre per il coefficiente sismico verticale risulta:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0,1139$$

4.4.4. Criteri di combinazione dei carichi e delle verifiche

Le paratie definitive e provvisorie vengono progettate in accordo a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, con riferimento, in particolare, al paragrafo 6.5.3.1.2 “Paratie”.

Le azioni considerate nelle verifiche sono le seguenti:

- Peso proprio del terreno
- Pressione dell’acqua
- Sovraccarichi accidentali da traffico
- Pretensione degli ancoraggi

Vengono esaminate sia le condizioni di stato limite ultimo (SLU), che quelle di stato limite di esercizio (SLE).

Le verifiche allo SLU sono da eseguire per le condizioni statiche e per quelle sismiche, secondo le combinazioni elencate nel seguito:

Per condizioni statiche (SLU statico)

Combinazione A1+M1+R1

Tenendo conto del fatto che gli effetti delle azioni, in termini di sollecitazioni risultanti nella paratia e negli ancoraggi (risultati del programma *PARATIE*) vengono moltiplicati, per eseguire le verifiche delle armature dei micropali e degli ancoraggi, per un fattore 1.3, si adottano coefficienti parziali γ_F riferiti alle azioni (set **A1**) come segue, proprio per tenere conto, come detto, del coefficiente moltiplicativo globale γ_E che viene applicato alle sollecitazioni risultanti:

I carichi permanenti vengono moltiplicati per il rapporto tra il coefficiente parziale γ_G applicabile ed 1.3:

Sfavorevole \rightarrow 1.3/1.3 Favorevole \rightarrow 1.0

I sovraccarichi accidentali, per lo stesso motivo, vengono anch’essi moltiplicati per il rapporto tra il coefficiente parziale γ_Q applicabile ed 1.3:

Sfavorevole \rightarrow 1.5/1.3 Favorevole \rightarrow 0.0/1.3

L’eventuale pretiro degli ancoraggi viene moltiplicato per un coefficiente parziale γ_F pari a 1.0.

I coefficienti parziali sui parametri geotecnici caratteristici (set **M1**) sono pari ad 1.0.

coefficienti parziali γ_R per il set **R1** sono pari ad 1.0.

Combinazione A2+M2+R1

I carichi permanenti vengono moltiplicati per un coefficiente parziale γ_G (set **A2**) pari a:

Mandatario

Mandanti

Sfavorevole → 1.0

Favorevole → 1.0

I sovraccarichi accidentali vengono moltiplicati per un coefficiente parziale γ_Q set **A2** pari a:

Sfavorevole → 1.3

Favorevole → 0.0

L'eventuale pretiro degli ancoraggi viene moltiplicato per un coefficiente parziale γ_F pari a 1.0. I coefficienti parziali sui parametri geotecnici caratteristici γ_M (set M2) sono quelli indicati nella tabella 6.2.II delle N.T.C.18, ovvero:

$\tan \varphi'_k$	1.25	tan dell'angolo di resistenza al taglio
c'_k	1.25	coesione efficace
c_{uk}	1.4	coesione non drenata
γ	1.0	peso di volume

I coefficienti parziali R per il set R2 sono pari ad 1.0.

I risultati di queste analisi vengono utilizzati per eseguire le seguenti verifiche:

- assenza di fenomeni di collasso dell'opera;
- verifica della resistenza strutturale della paratia (armature micropali)
- verifica a sfilamento degli ancoraggi e dei micropali inclinati;
- verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi.

Si ritiene inoltre utile verificare che, anche in presenza di parametri fattorizzati, la spinta passiva mobilitata a valle conservi dei margini di sicurezza rispetto al valore ultimo fattorizzato).

Si riportano nel seguito i coefficienti adottati per le varie combinazioni agli stati ultimi.

Coefficienti A

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_favour)	Carico Sismico (F_seis_m_load)	Pressio ni Acqua Lato Monte (F_WaterDR)	Pressio ni Acqua Lato Valle (F_WaterRes)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_UPL_GDStab)	Carichi Permane nti Stabilizz anti (F_UPL_GStab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_UPL_QDStab)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_HYD_GDStab)	Carichi Permane nti Stabilizz anti (F_HYD_GStab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_HYD_QDStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Coefficienti M

Nome	Parziale su $\tan(\phi')$ (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_coh)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Coefficienti R

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

4.5. RISULTATI DEL PROGRAMMA PARATIE

I principali risultati ottenuti sono i seguenti:

SLE

- Spostamento laterale massimo 8.28 mm per z = -16m (stage 5)

A1+M1+R1

- Momento flettente massimo 1079.4 kNm/m
- Taglio massimo 421.69 kN/m

A2+M2+R1

- Momento flettente massimo 960.21 kNm/m
- Taglio massimo 358.63 kN/m

SISMICA STR

- Momento flettente massimo 919.34 kNm/m
- Taglio massimo 378.19 kN/m

SISMICA GEO

- Momento flettente massimo 919.34 kNm/m
- Taglio massimo 378.19 kN/m

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
				%
NTC2018: A2+M2+R1	Stage 2	Left Wall	LEFT	17.53
NTC2018: A2+M2+R1	Stage 3	Left Wall	RIGHT	28.86
NTC2018: A2+M2+R1	Stage 3	Right wall	LEFT	28.86
NTC2018: A2+M2+R1	Stage 2	Right wall	RIGHT	17.53

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva
				%
NTC2018: A2+M2+R1	Stage 3	Left Wall	LEFT	23845.52
NTC2018: A2+M2+R1	Stage 1	Left Wall	RIGHT	28814.58
NTC2018: A2+M2+R1	Stage 1	Right wall	LEFT	28814.58
NTC2018: A2+M2+R1	Stage 3	Right wall	RIGHT	23845.52

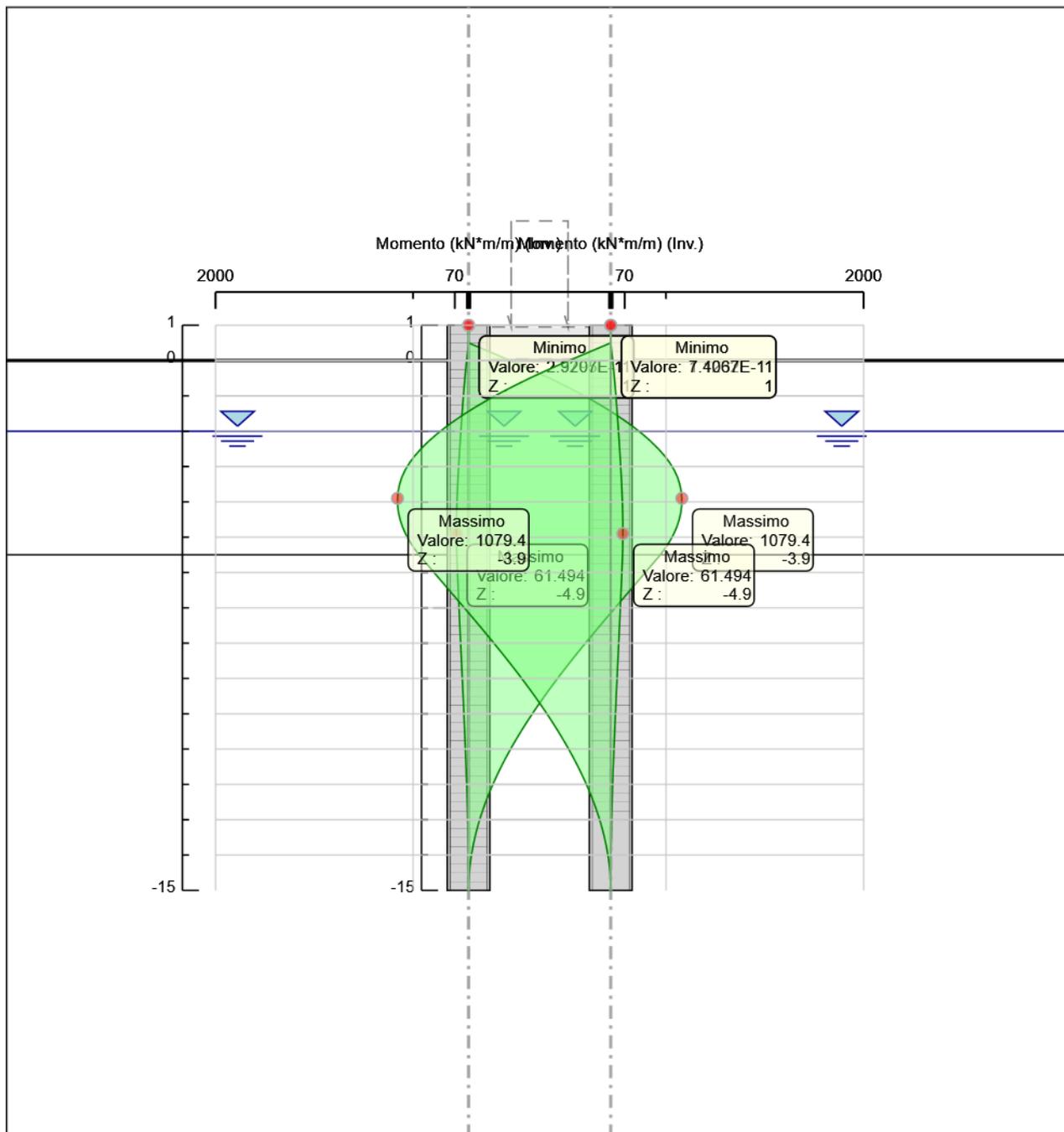


Figura 4-7 – Involuppo del momento flettente

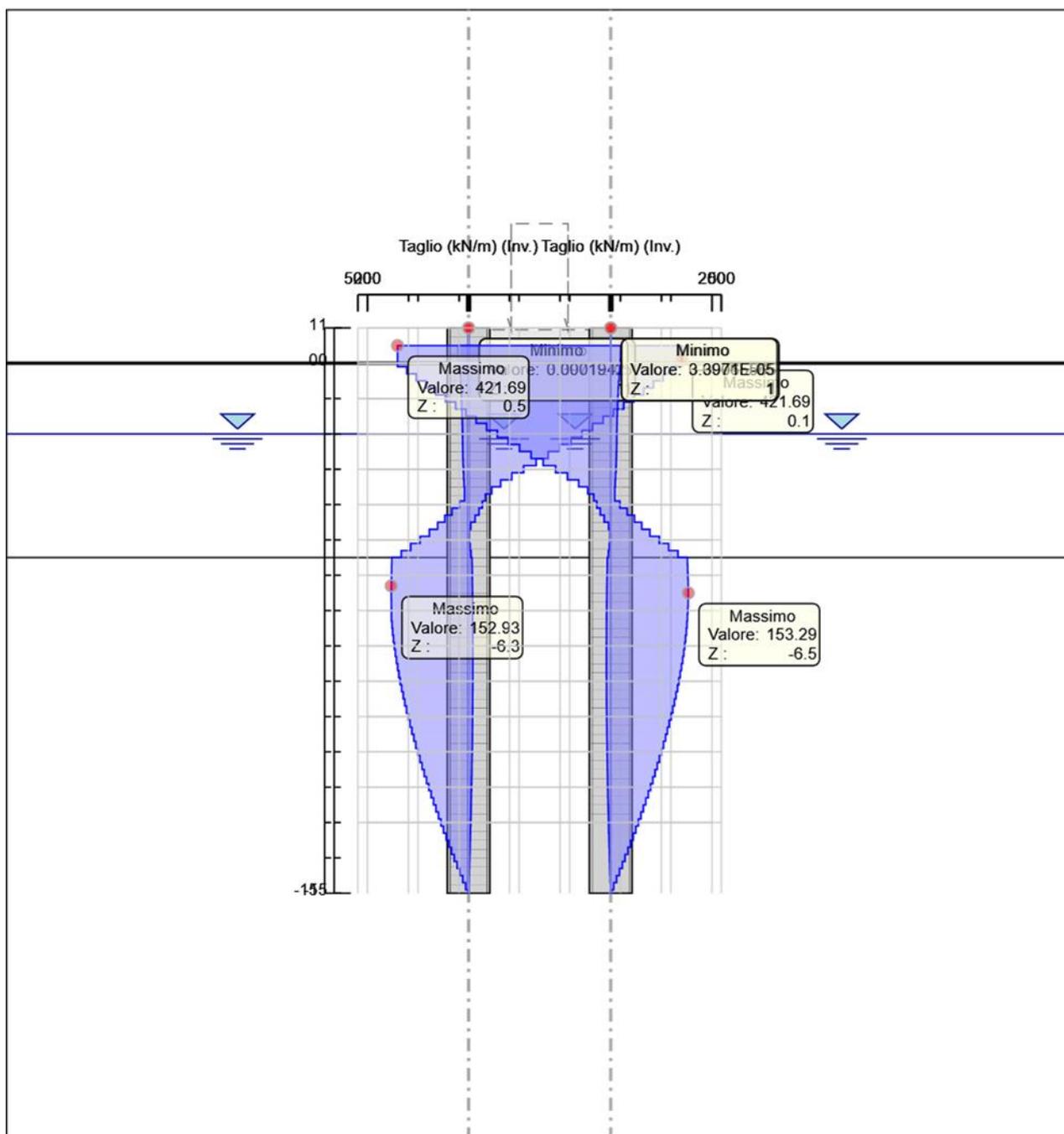


Figura 4-8 – Inviluppo del taglio sollecitante

4.6. VERIFICHE ESEGUITE

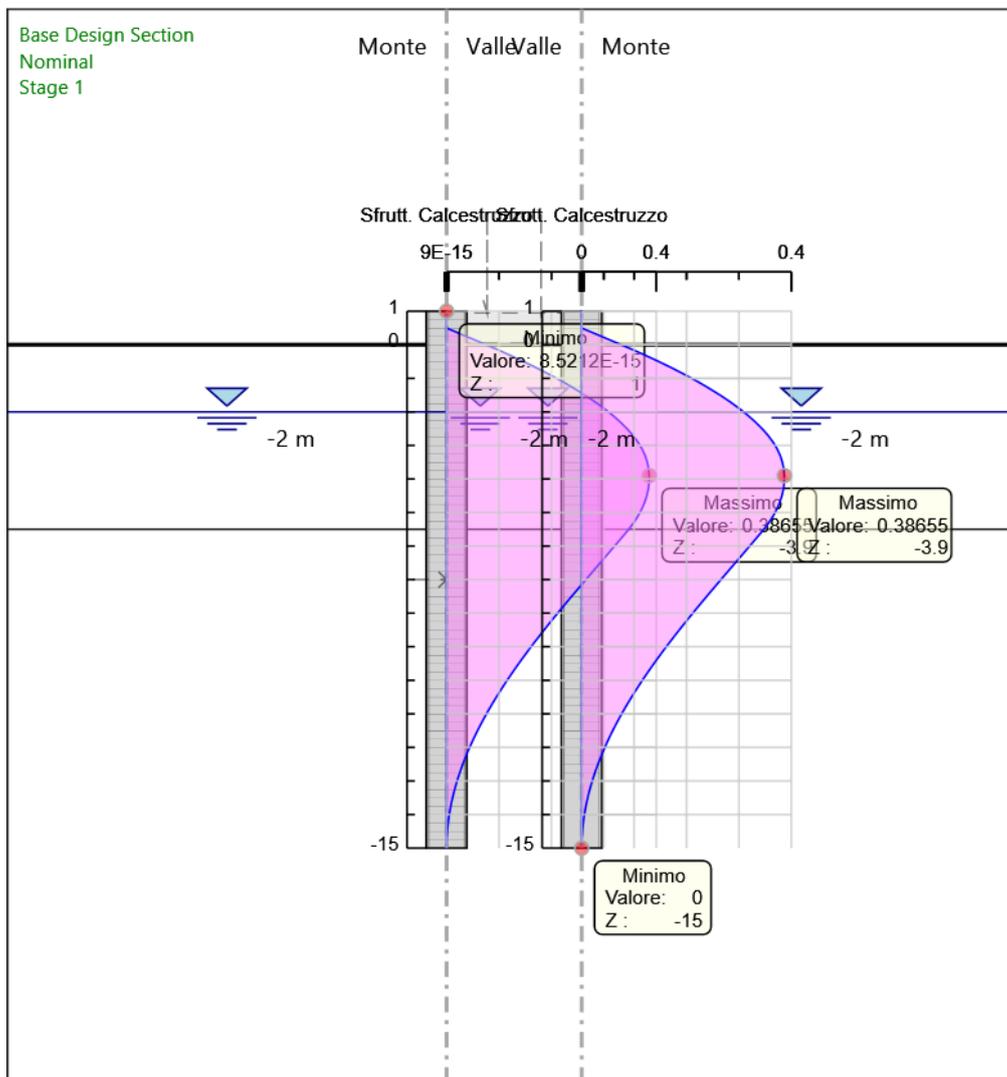


Figura 4-9 Tasso di sfruttamento calcestruzzo

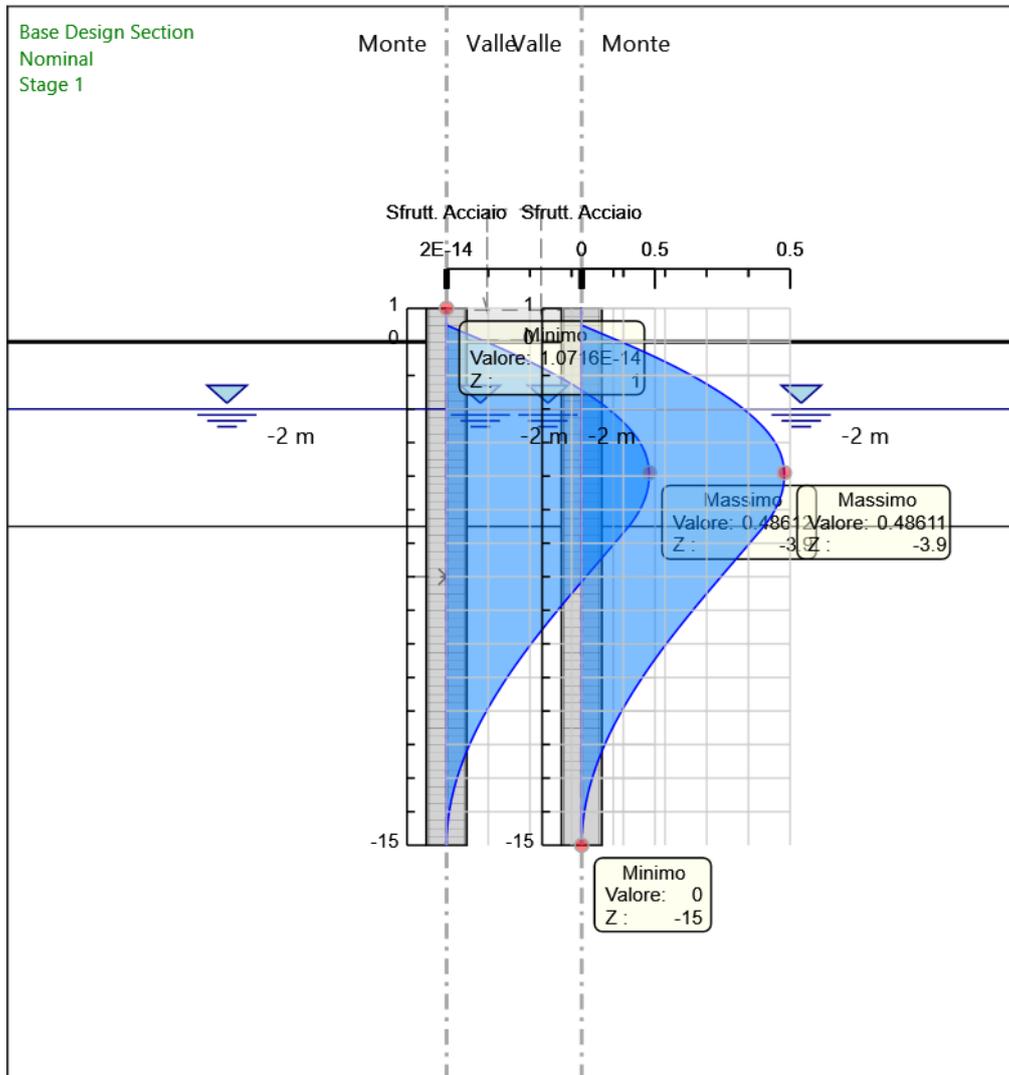


Figura 4-10 Tasso di sfruttamento Armature

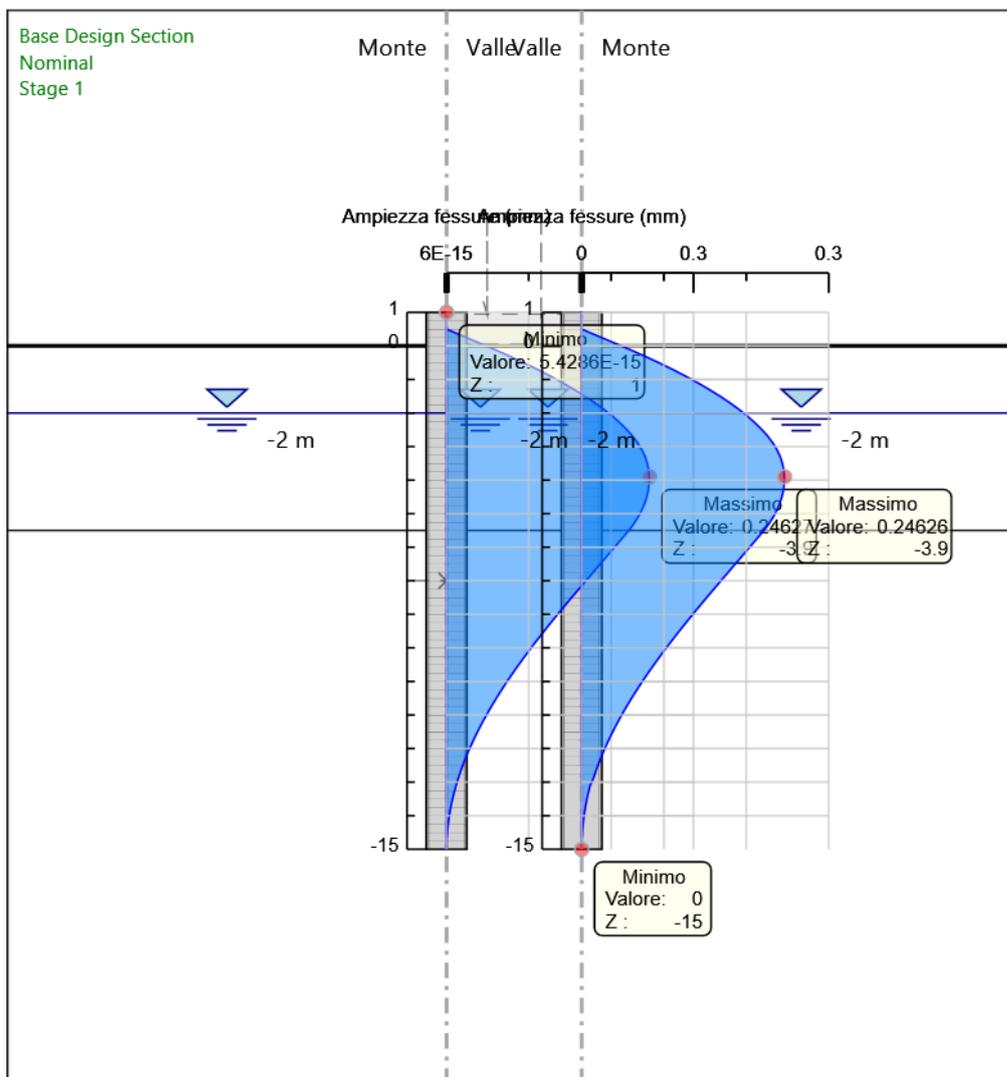


Figura 4-11 Apertura fessure

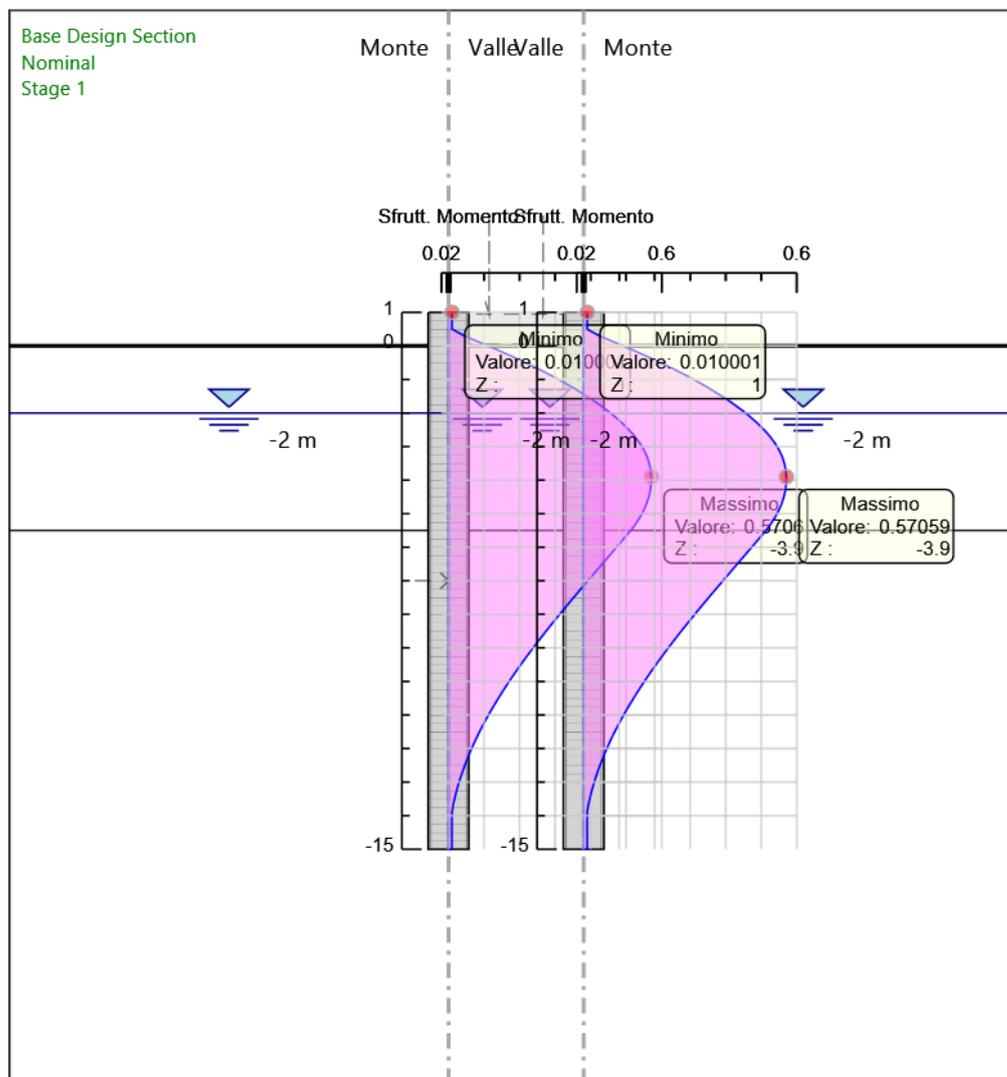


Figura 4-12 Tasso di sfruttamento a Momento

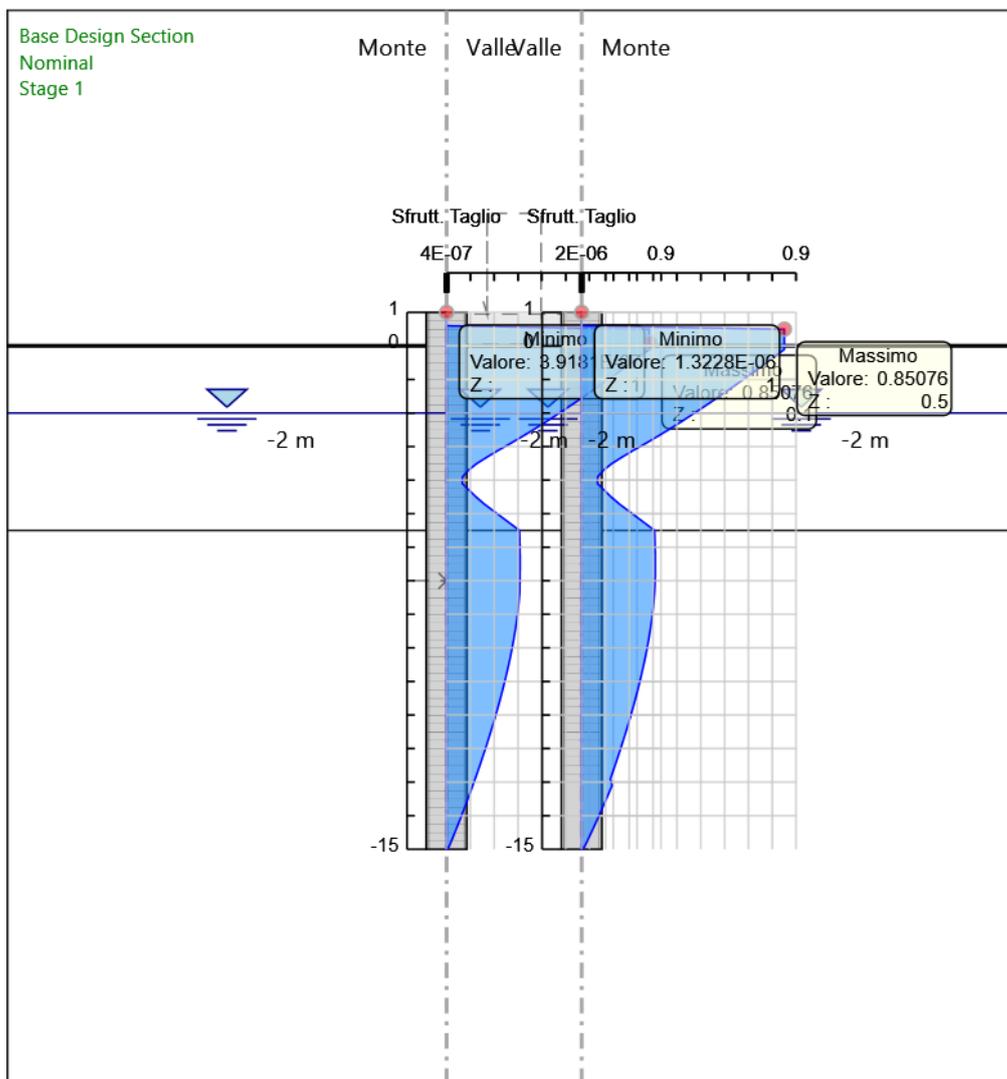


Figura 4-13 Tasso di sfruttamento a taglio

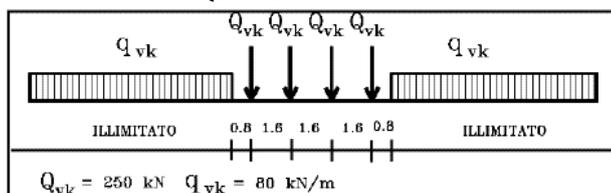
4.7. DIAFRAMMI – INCIDENZA ARMATURE

	INCIDENZA
PARATIA	98 kg/m ³
CORDOLO DI TESTA	98 kg/m ³

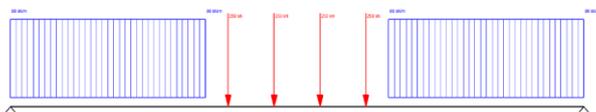
CARICHI VERTICALI

peso del calcestruzzo della soletta calcolato in automatico dal software fem	G1	22,5	kN/mq
Peso del ballast, armamento e conglomerato bituminoso	G2	16,8	kN/mq
Peso della barriera Si applica sulla porzione di influenza del marciapiede	G2	5	kN/mq

Carichi accidentali QLM71

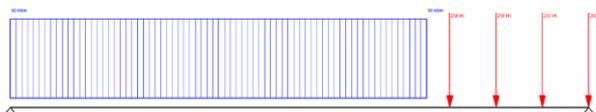


Coefficiente di andamento	α	1,1	-
Carico distribuito	qvk	80	kN/m
Carico concentrato	Qvk	250	kN
Carico equivalente generato dal massimo momento			
Applicazione del carico distribuito (80kN/m) agli estremi	x, qvk	0	m
Momento per carico applicato in mezzeria (amplificato per α)	M	632,5	kNm
Carico equivalente per trave semplicemente appoggiata	P1	167,3	kN/m
Carico distribuito superficialmente equivalente	q1	41,82	kN/mq



Carico equivalente generato dal massimo taglio

Applicazione del carico distribuito (80kN/m) all'estremo	x, qvk	0	m
Taglio per carico applicato su appoggio (amplificato per α)	T	620,0	kNm
Carico equivalente per trave semplicemente appoggiata	P2	225,5	kN/m
Carico distribuito superficialmente equivalente	q2	56,36	kN/mq



Carico distribuito accidentale QLM71 (max q1;q2)	Q_{LM71}	56,36	kN/mq
---	-------------------------	--------------	--------------

Carichi accidentali SW2

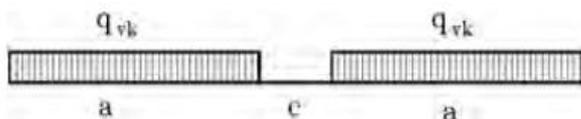


Fig. 5.2.2 -Modelli di carico SW

tratto a	a	25	m
tratto c	c	7	m
Coefficiente di andamento	α	1	-
Carico distribuito	qvk	150	kN/m

Carico equivalente generato dal massimo momento

Applicazione del carico distribuito (150kN/m) in mezzeria	x, qvk	0	m
Momento per carico applicato in mezzeria (amplificato per α)	M	567,2	kNm
Carico equivalente per trave semplicemente appoggiata	P1	150,0	kN/m
Carico distribuito superficialmente equivalente	q1	37,50	kN/mq

Carico equivalente generato dal massimo taglio

Applicazione del carico distribuito (150kN/m) all'estremo	x, qvk	0	m
Taglio per carico applicato su appoggio (amplificato per α)	T	412,5	kNm
Carico equivalente per trave semplicemente appoggiata	P2	150,0	kN/m
Carico distribuito superficialmente equivalente	q2	37,50	kN/mq

Carico distribuito accidentale QSW2 (max q1;q2)

Q_{SW2}	37,50	kN/mq
-----------	-------	-------

Carichi accidentali Marciapiedi

Si considera non concomitante con il transito dei treni

Distribuzione carico marciapiedi	q_{mar}	10	
Carico accidentale Marciapiede	Q_{mar}	2,50	kN/mq

Carichi da Vento

Agente sulla superficie della barriera antirumore e su quella del manufatto, si considera un incremento pari a 0.4 kN/m² dovuto ad effetti aereodinamici associati al passaggio dei convogli

Pressione del vento amplificata	Q_{wind}	1,85	kN/mq
---------------------------------	------------	------	-------

Effetti dinamici

Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei modelli di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli.

Si valutano i casi per treni che percorrono la tratta a velocità inferiore ai 200km/h

Si considerano linee con standard manutentivo ridotto

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$$

L_ϕ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab. 5.2.II.

Dove L_f per questa analisi coincide con la lunghezza L

Il coef. Dinamico non si usa per "treni scarichi" e "treni reali"

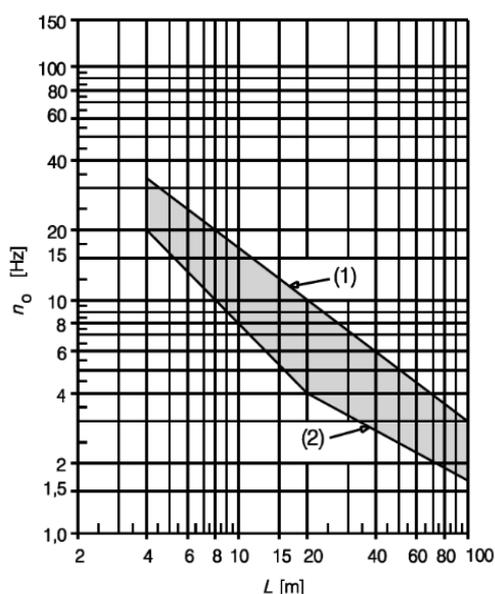
Coefficiente di incremento dinamico	ϕ_3	1,737
--	----------------------------	--------------

Carichi accidentali verticali dinamizzati

Carico distribuito accidentale QLM71	Q_{LM71}	97,90	kN/mq
Carico distribuito accidentale QSW2	Q_{SW2}	65,13	kN/mq

Limiti delle frequenze proprie dell'impalcato

Velocità inferiore a 200km/h



- (1) Limite superiore della frequenza naturale
- (2) Limite inferiore della frequenza naturale

Mandatataria

Mandanti

Lunghezza di calcolo	Lcalc	4,50	m
Pesi permanenti in com. caratteristica G1+G2; per la porzione di impalcato soggetta ai carichi ferroviari	P,perm	139,5	kN/m
Modulo elastico cls C30/37	Ec	32837	Mpa
Momento d'inerzia sezione impalcato	Iimp	2,16E+11	mm ⁴
Freccia in mm della porzione di impalcato soggetta ai carichi ferroviari	f	0,11	mm
Frequenza limite superiore	n0i	14,55	Hz
Frequenza limite inferiore	n0s	26,47	Hz
Prima frequenza flessionale della trave appoggiata	n0	54,73	Hz
Verifica n0i < n0 < nos			<i>si esegue analisi dinamica</i>

CARICHI ORIZZONTALI

Forza centrifuga

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente

su tutta l'estensione del tratto in curva. La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1,80 m al di sopra del P.F..

Velocità per LM71	V_{LM71}	140	km/h
Velocità per SW2	V_{SW2}	100	km/h
coefficiente di adattamento	f_{LM71}	0,96	
coefficiente di adattamento	f_{SW2}	1,00	

$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right]$$

fattore di riduzione	α	1,00	
----------------------	----------	------	--

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha Q_{ok}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha Q_{ok})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha q_{ok}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha q_{ok})$$

Distribuzione di forza centrifuga per carichi LM71	Pcentr,LH71	0,00	kN/mq
Distribuzione di forza centrifuga per carichi SW2	Pcentr,SW2	0,00	kN/mq

Azione di serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.
Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk} = 100$ kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α , (se $\alpha > 1$), ma non per il coefficiente ϕ .
Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

Carico concentrato orizzontale, applicato in mezzeria per azione di serpeggio . Sia per LM71 che per SW2	Q_{sk}	100	kN
---	----------	------------	-----------

Azione di frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

Avviamento LM71 e SW2	$q_{la,k}$	33	kN/m
Frenatura LM71	$q_{lb,k}$	20	kN/m
Frenatura SW2	$q_{lb,k}$	35	kN/m
Si spalmano le azioni definite dalla NTC18 sulla superficie di influenza			
Avviamento LM71 e SW2	$Q_{la,k}$	8,25	kN/m
Frenatura LM71	$Q_{lb,k}$	5,00	kN/m
Frenatura SW2	$Q_{lb,k}$	8,75	kN/m

Azione del vento

Si considera l'azione del vento applicata su una barriera di 5m, presente solo su un estremo dell'impalcato

Distribuzione sulla barriera	$q_{wind,barr}$	9,25	kN/m
Applicato ad una altezza di	H _{car}	2,5	m

COPPIE

Di seguito le coppie generate dall'applicazione del carico

Altezza di calcolo: piano del ferro-asse platea	H	1,45	m
Impronta di calcolo per l'asse ferroviario	A	19,525	m²
Coppia per avviamento LM71 e SW2	$MQ_{la,k} (dir.x)$	233,5678125	kNm
Coppia per Frenatura LM71	$MQ_{lb,k} (dir.x)$	141,56	kNm
Coppia per Frenatura SW2	$MQ_{lb,k} (dir.x)$	247,72	kNm
Coppia dovuta al carico concentrato orizzontale, applicato in mezzeria per azione di serpeggio posto sul piano del ferro. Sia per LM71 che per SW2	$MQ_{sk} (dir.y)$	145,00	kNm
Distribuzione di coppia indotta dall'azione del vento sulla barriera	$Mq_{wind,barr} (dir.y)$	23,125	kNm/m

RIEPILOGO AZIONI DI CALCOLO

Resoconto azioni LM71

VERTICALI

1	peso del calcestruzzo	G1	22,50	kN/mq	DISTRIBUITI
2	Peso del ballast, armamento e conglomerato bituminoso	G2	16,80	kN/mq	
3	Peso della barriera (ripartito sulla fascia del marciapiede)	G2	5,00	kN/mq	
4	Carico distribuito accidentale QLM71 dinamizzati	Q_{LM71}	97,90	kN/mq	
5	Carico accidentale Marciapiede	Q_{mar}	2,50	kN/mq	
6	Pressione del vento amplificata	Q_{wind}	1,85	kN/mq	COPPIE CONCENTRATE
7	Coppia per avviamento LM71	$MQ_{ia,k (dir.x)}$	233,57	kNm	
8	Coppia per Frenatura LM71	$MQ_{ib,k (dir.x)}$	141,56	kNm	
9	Coppia dovuta al carico concentrato orizzontale, applicato in mezzeria per azione di serpeggio posto sul piano del ferro per LM71	$MQ_{sk (dir.y)}$	145,00	kNm	COPPIE CONCENTRATE
10	Coppia torcente indotta dall'azione del vento sulla barriera	$Mq_{wind,barr (dir.y)}$	23,13	kNm/m	
ORIZZONTALI					
11	Risultante di forza centrifuga per carichi LM71	$P_{centr,LH71}$	0,00	kN	CARCHI CONCENTRATI
12	Carico concentrato orizzontale, applicato in mezzeria per serpeggio per LM71	Q_{sk}	161	kN	
13	Avviamento LM71 (applicato in mezzeria)	$Q_{ia,k (dir.y)}$	161,08	kN	COPPIE CONCENTRATE
14	Frenatura LM71 (applicato in mezzeria)	$Q_{ib,k (dir.y)}$	97,63	kN	
15	Distribuzione sulla barriera (applicato in mezzeria)	$Mq_{wind,barr}$	9,25	kN/m	
16	Coppia torcente dovuta al serpeggio (applicato in mezzeria)	MQ_{sk}	233,45	kN/m	

Resoconto azioni SW2

VERTICALI

1	peso del calcestruzzo	G1	22,50	kN/mq	DISTRIBUITI
2	Peso del ballast, armamento e conglomerato bituminoso	G2	16,80	kN/mq	
3	Peso della barriera (ripartito sulla fascia del marciapiede)	G2	5,00	kN/mq	
4	Carico distribuito accidentale QSW2 dinamizzati	Q_{SW2}	65,13	kN/mq	
5	Carico accidentale Marciapiede	Q_{mar}	2,50	kN/mq	
6	Pressione del vento amplificata	Q_{wind}	1,85	kN/mq	COPPIE CONCENTRATE
7	Coppia per avviamento SW2	$MQ_{ia,k (dir.x)}$	233,57	kNm	
8	Coppia per Frenatura SW2	$MQ_{ib,k (dir.x)}$	247,72	kNm	
9	Coppia dovuta al carico concentrato orizzontale, applicato in mezzeria per azione di serpeggio posto sul piano del ferro per SW2	$MQ_{sk (dir.y)}$	145,00	kNm	COPPIE CONCENTRATE
10	Coppia torcente indotta dall'azione del vento sulla barriera	$Mq_{wind,barr (dir.y)}$	23,13	kNm/m	
ORIZZONTALI					
11	Risultante di forza centrifuga per carichi LM71	$P_{centr,SW2}$	0,00	kN	CARCHI CONCENTRATI
12	Carico concentrato orizzontale, applicato in mezzeria per serpeggio per SW2	Q_{sk}	161	kN	
13	Avviamento SW2	$Q_{ia,k}$	161,08	kN	COPPIE CONCENTRATE
14	Frenatura SW2	$Q_{ib,k}$	170,84	kN	
15	Distribuzione sulla barriera	$q_{wind,barr}$	9,25	kN/m	
16	Coppia torcente dovuta al serpeggio (applicato in mezzeria)	MQ_{sk}	233,45	kN/m	

5.2. COMBINAZIONI DEI CARICHI E CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando le combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.2.3. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

5.2.1. Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

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.

Tab. 5.2.VI - 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
	g_{r1}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	g_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	g_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	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.

Le azioni dell'impalcato vengono combinate considerando i gruppi di combinazione dei carichi dovuti al traffico ferroviario indicati in tabella 5.2.IV delle NTC18. Si fa riferimento in particolare al Gruppo 3 per massimizzare sulla spalla la massima azione longitudinale dell'impalcato.

Tab. 5.2.IV - 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.

Le verifiche della spalla sono state effettuate secondo l'Approccio 1 definito nelle NTC'18, che prevede differenti coefficienti di sicurezza amplificativi per le azioni (A) e riduttivi per i materiali (M) a seconda del tipo di verifica che si effettua.

Per le verifiche strutturali (resistenza muro di testata, muro paraghiaia, plinto di fondazione, verifiche strutturali dei pali) si è utilizzata la combinazione di coefficienti:

Combinazione 1: A1 + M1 + R1

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche è stata utilizzata la combinazione di coefficienti seguente:

Combinazione 2: A2 + M2 + R2

Per la verifica dei pali di fondazione è stata adoperata la combinazione dei coefficienti A2 + M1 + R2 come riportato nella Circolare 2/2/2009, al paragrafo C6.4.3.1.

Nel calcolo delle spinte statiche in esercizio dovute al terreno ed al sovraccarico accidentale sono stati utilizzati parametri del terreno M1 per le combinazioni STR, e parametri del terreno M2 per le combinazioni GEO.

In presenza di azione sismica le spinte del terreno (calcolate in condizioni di riposo) e le sovraspinte dovute al sisma (calcolate con la teoria di Wood), sono state calcolate con parametri del terreno ridotti M1, per le combinazioni SLV-STR, M2 per le combinazioni SLV-GEO.

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici sono riportati nella tabella seguente:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Le tabelle seguenti spiegano le combinazioni di carico considerate e i coefficienti applicati per ciascun caso di carico:

Azioni di carico

N	Descrizione	Descrizione estesa	Tipo	Cat.	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Classe Durata
2	caric. perm	Carichi permanenti elementi non struttur..	G2		1.45	1	1	1	1 Perm.
25	Q fr/av LM71	Azione di frenatura e avviamento per LM71..	Q		1	1	1	1	0.2 Media
26	Q fr/av SW2	Azione di frenatura e avviamento per SW2	Q		1	1	1	1	0.2 Media
27	Qdin LM71	Azione di carico dinamizzato per LM71	Q		1	1	1	1	0.2 Media
28	Qdin SW2	Azione di carico dinamizzato per SW2	Q		1	1	1	1	0.2 Media
29	Qserp LM71	Azione di carico di serpeggio per LM71	Q		1	1	1	1	0.2 Media
30	Qserp SW2	Azione di carico di serpeggio per SW2	Q		1	1	1	1	0.2 Media
33	Vento imp	Vento impalcato	Q		1.5	0.6	1	1	0 Breve
34	Qv imp.	carico accidentale impalcato	Q	RFI	1	1	1	1	0.2 Media
35	Qcentrif LM71 x	Risultante forza centrifuga per LM71	Q	RFI	1	1	1	1	0.2 Media
36	Qcentrif SW2 x	Risultante forza centrifuga per SW2	Q	RFI	1	1	1	1	0.2 Media
41	QBall	carico accidentale Ballast	Q	RFI	1	1	1	1	0.2 Media

fam. di comb.		COMBINAZIONI																						
		G1	G2	Qv	Qbal	St (M1)	Sq (M1) LM71	Sq (M1) SW2	Qserp. LM71	Qserp. SW2	Qfren/ avv LM71	Qfren/ avv SW2	Qecc. imp LM71	Qecc. imp SW2	Qdin. LM71	Qdin. SW2	Qsop. LM71	Qsop. SW2	Vento imp.	Ex	Ey	Sq Wood		
1	GRUPPO 1	1	SLU STR LM71	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	1,450	0,000	1,450	0,000	0,725	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	0,870	0,000	0,000	0,000
		2	SLU STR SW2	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	0,725	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	0,870	0,000	0,000
	GRUPPO 2	3	SLU STR LM71	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	1,450	0,000	0,725	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	0,870	0,000	0,000	0,000
		4	SLU STR SW2	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	0,000	1,450	0,000	0,725	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	1,450	0,000	1,450	0,870	0,000	0,000	0,000
	GRUPPO 1	5	SLU VENTO -	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	1,450	0,000	1,000	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,450	0,000	0,000	0,000
		6	SLU VENTO -	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	0,000	1,450	0,000	1,000	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	1,450	0,000	0,000	0,000
	GRUPPO 2	7	SLU VENTO -	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	1,450	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,450	0,000	0,000	0,000
		8	SLU VENTO -	1,350	1,500	1,500	1,500	1,350	0,000	1,450	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	1,450	0,000	0,000	0,000
	GRUPPO 1	9	SLU VENTO +	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	0,000	1,000	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,450	0,000	0,000	0,000
		10	SLU VENTO +	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	0,000	1,100	0,000	1,000	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	1,450	0,000	0,000	0,000
	GRUPPO 2	11	SLU VENTO +	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,450	0,000	0,000	0,000
		12	SLU VENTO +	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	0,000	1,100	0,000	0,500	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	0,000	1,000	1,450	0,000	0,000	0,000
2	GRUPPO 4	13	SLE RARA LM71	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	1,100	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,600	0,000	0,000	0,000
		14	SLE RARA SW2	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	1,100	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,600	0,000	0,000	0,000
3	GRUPPO 4	15	SLE FREQ LM71	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	1,100	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,200	0,000	0,000	0,000
		16	SLE FREQ SW2	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	1,100	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,200	0,000	0,000	0,000
4	GRUPPO 4	17	SLE Q.PERM LM71	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	1,100	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,000	0,000	0,000
		18	SLE Q.PERM SW2	1,000	0,000	0,000	0,000	1,100	1,100	1,100	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,800	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	GRUPPO 1	13	SLU GEO LM71	1,000	1,300	1,300	1,300	1,220	1,525	1,525	1,250	0,000	0,625	0,000	1,250	0,000	1,250	0,000	1,250	0,000	0,750	0,000	0,000	0,000
		14	SLU GEO SW2	1,000	1,300	1,300	1,300	1,220	1,525	1,525	0,000	1,250	0,000	0,625	0,000	1,250	0,000	1,250	0,000	1,250	0,750	0,000	0,000	0,000
	GRUPPO 2	15	SLU GEO LM71	1,000	1,300	1,300	1,300	1,220	1,525	1,525	0,625	0,000	1,250	0,000	0,625	0,000	1,250	0,000	1,250	0,000	0,750	0,000	0,000	0,000
		16	SLU GEO SW2	1,000	1,300	1,300	1,300	1,220	1,525	1,525	0,000	0,625	0,000	1,250	0,000	1,250	0,000	1,250	0,000	1,250	0,750	0,000	0,000	0,000
8	GRUPPO 1	17	SLV EX LM71	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,000	1,000	0,300	1,000
		18	SLV EX SW2	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	1,000	0,300	1,000
	GRUPPO 2	19	SLV EX LM71	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,000	1,000	0,300	1,000
		20	SLV EX SW2	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	1,000	0,300	1,000
	GRUPPO 1	21	SLV EY LM71	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,000	1,000	0,300	1,000
		22	SLV EY SW2	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	1,000	0,300	1,000
	GRUPPO 2	23	SLV EY LM71	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,000	1,000	0,300	1,000
		24	SLV EY SW2	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,200	0,000	0,100	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	0,200	0,000	1,000	0,300	1,000

- Famiglia di combinazione 1: Combinazioni SLU PER VERIFICHE STRUTTURALI
- Famiglia di combinazione 2: Combinazioni SLE RARA
- Famiglia di combinazione 3: Combinazioni SLE FREQUENTE
- Famiglia di combinazione 4: Combinazioni SLE QUASI PERMANENTE
- Famiglia di combinazione 5: Combinazioni SLU PER VERIFICHE GEOTECNICHE
- Famiglia di combinazione 8: Combinazioni SLV

Simultaneità delle azioni da traffico

Utilizzato per SLU/SLV coef. sicurezza variabili da traffico $\gamma q(A1)$					
GRUPPO 1 Sia per LM71 che per SW2					
Qserp	1,000	x	1,450	=	1,450
Qfren/avv	0,500	x	1,450	=	0,725
Qecc.imp	1,000	x	1,450	=	1,450

Utilizzato per SLU/SLV coef. sicurezza variabili da traffico $\gamma q(A1)$					
GRUPPO 2 Sia per LM71 che per SW2					
Qserp	0,500	x	1,450	=	0,725
Qfren/avv	1,000	x	1,450	=	1,450
Qecc.imp	1,000	x	1,450	=	1,450

utilizzato per SLE/SLD					
GRUPPO 4 Sia per LM71 che per SW2					
Qserp	0,800	x	1,000	=	0,800
Qfren/avv	0,800	x	1,000	=	0,800
Qecc.imp	0,800	x	1,000	=	0,800

utilizzato per SLE/SLU coef. sicurezza Tab. 6.2.II			
Spinte del terreno app1 comb1			
		A1	M1
St	Spinta Statica Terreno	1,350	1,000
Sq LM71	Spinta Statica svraccarico	1,450	1,000
Sq SW2	Spinta Statica svraccarico	1,450	1,000
S wood	Spinta Sismica	1,000	1,000

utilizzato per SLE/SLU coef. sicurezza Tab. 6.2.II			
Spinte del terreno app1 comb2			
		A2	M2
St	Spinta Statica Terreno	1,000	1,000
Sq LM71	Spinta Statica svraccarico	1,250	1,000
Sq SW2	Spinta Statica svraccarico	1,250	1,000
S wood	Spinta Sismica	1,000	1,000

Coeff. Di ragguglio Spinta M1 su M2

ko(M1)	0,384
ko(M2)	0,470
C	1,223

Trasforma la spinta calcolata con M1 nella spinta calcolata in M2

Utilizzato per SLU/SLV coef. sicurezza variabili da traffico $\gamma q(A2)$					
GRUPPO 1 Sia per LM71 che per SW2					
Qserp	1,000	x	1,250	=	1,250
Qfren/avv	0,500	x	1,250	=	0,625
Qecc.imp	1,000	x	1,250	=	1,250

Utilizzato per SLU/SLV coef. sicurezza variabili da traffico $\gamma q(A2)$					
GRUPPO 2 Sia per LM71 che per SW2					
Qserp	0,500	x	1,250	=	0,625
Qfren/avv	1,000	x	1,250	=	1,250
Qecc.imp	1,000	x	1,250	=	1,250

In analisi sismica si considera un'aliquota del 20% del carico da traffico
cap. 5.2.2.8 NTC18

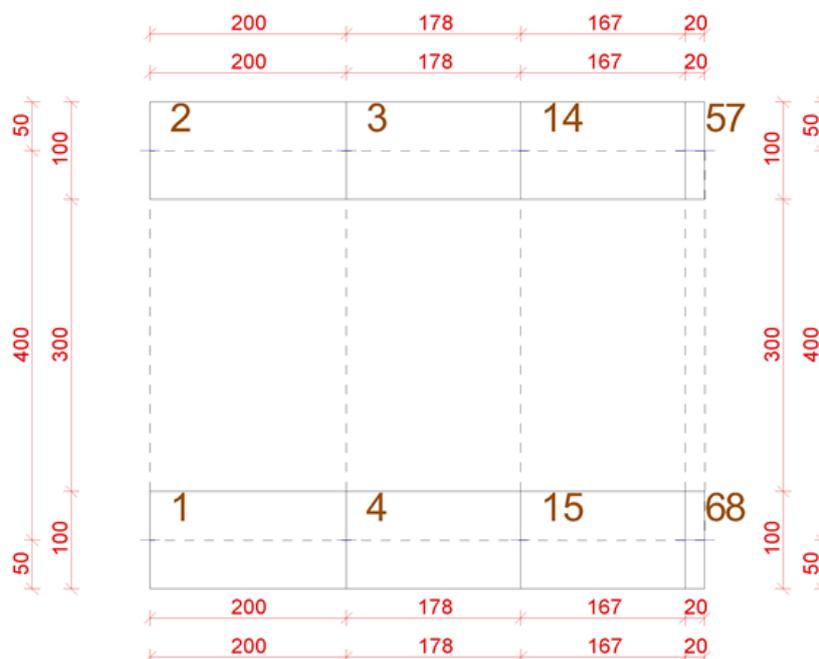
Archivio Carichi concentrati

N	descrizione	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Massa Fz	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]	Azione carico
3	Q din.LM71	0	0	0	No	0	0	0	0 27) Qdin LM71
4	Q din.SW2	0	0	0	No	0	0	0	0 28) Qdin SW2
5	Qserp.LM71 z	0	0	0	No	0	0	0	0 29) Qserp LM71
6	Qserp.SW2 z	0	0	0	No	0	0	0	0 30) Qserp SW2
7	Qfren LM71	0	-97630	0	No	-141560	0	0	0 25) Q fr/av LM71
8	Qfren SW2 z	0	-170840	0	No	-247720	0	0	0 26) Q fr/av SW2
11	Qcentrif LM71 x	0	0	0	No	0	0	0	0 35) Qcentrif LM71 x
12	Qcentrif SW2 x	0	0	0	No	0	0	0	0 36) Qcentrif SW2 x
13	Vento y	0	0	0	No	0	0	0	0 33) Vento imp
15	Qserp.LM71 y	100000	0	0	No	0	-160000	0	0 29) Qserp LM71
16	Qserp.SW2 y	100000	0	0	No	0	-160000	0	0 30) Qserp SW2
17	Qav LM71	0	161080	0	No	233570	0	0	0 25) Q fr/av LM71
18	Qav SW2 x	0	161080	0	No	233570	0	0	0 26) Q fr/av SW2

Archivio Carichi Distribuiti 2D

N	Descrizione	Carico [N/m²]	Azione	Masse	Direzione Carichi
5	ballast e armamento	16800	41) QBall	Si	verticale
6	QLM71 dinamizzati	97900	27) Qdin LM71	Si	verticale
7	VENTO Z	1850	33) Vento imp	No	verticale
8	barriera	20000	2) caric. perm	Si	verticale
9	Accidentale marciapi..	10000	34) Qv imp.	Si	verticale
10	QLSW2 dinamizzati	65130	28) Qdin SW2	Si	verticale

5.3. PROGETTO DELL' IMPALCATO



5.3.1. Azione sismica

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

Latitudine: 43.843 N

Longitudine: 10.569 E

In accordo alla Tabella 2.5.1.1.1-1 del Manuale di Progettazione, si considera la seguente Vita Nominale:

$$V_N \geq 50 \text{ anni}$$

Mandatataria

Mandanti

Dalla Tabella 2.5.1.1.2-1 del Manuale, si ricava la classe d'uso dell'opera in esame, la C III, per la quale il coefficiente d'uso risulta:

$$C_U = 1.5$$

Ne consegue un periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche sulla struttura:

$$V_R = V_N \cdot C_U \geq 75 \text{ anni}$$

Per il sottosuolo in questione si ha:

Categoria di sottosuolo: C

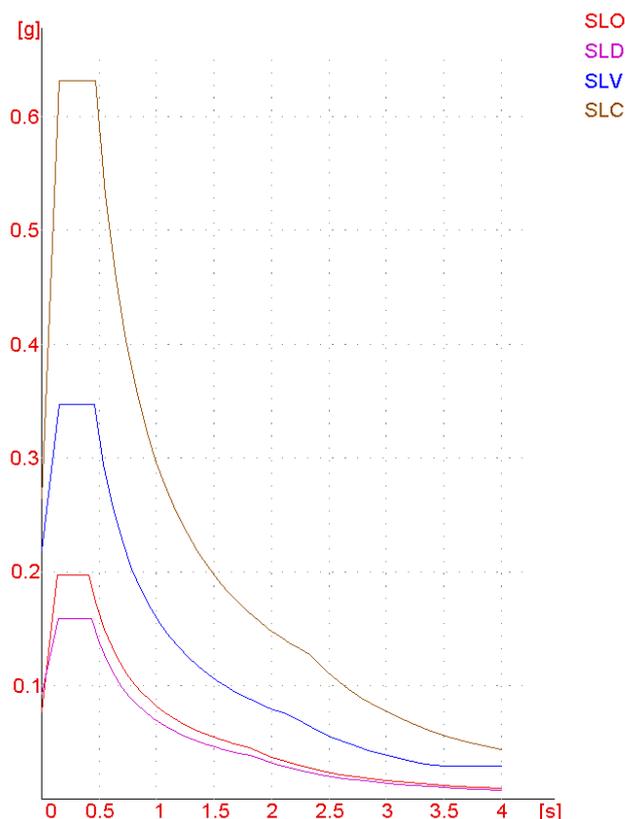
Condizione topografica: T1

Infine, si considera un fattore di struttura come suggerito da NTC'18 al paragrafo 7.9.5.6.2 sulla base del collegamento con l'impalcato. Nel caso in esame si analizza la parete con apparecchio di appoggio fisso.

Si ha quindi:

Fattore di struttura: 1

L'azione sismica è la seguente:



Sisma

- Zona sisma: 3: bassa
- Codice zona regionale: 3
- Classe Uso: III: Affollamento significativo
- Coefficiente d'uso C_U : 1.5
- Periodo di riferimento [anni]: 75
- Quota relativa allo zero sismico [m]: 0
- Risposta locale Sisma
 - Categoria Sottosuolo: C: $V_{s,30} < 180\text{m/s}$
 - Categoria Topografica: T1: Pianeggiante ($i < 15^\circ$)

Mandataria

Mandanti

Sisma: Parametri ag, Fo, Tc*

Stato Limite	Pvr[%]	Tr	ag/g	Fo	Tc*[s]
SLO	81	45.161	0.05099	2.5571	0.24797
SLD	63	75.434	0.061194	2.5812	0.26695
SLV	10	711.84	0.14742	2.3747	0.29435
SLC	5	1462.2	0.18507	2.3853	0.30304

Sisma orizzontale sito

S.L.	Prv [%]	Tr	S	ST	Ss	Cc	Tc	ag	PGA	Se(Tc)	Se(Tc)
		[anni]					[s]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[g]
SLO	81	45.161	1.5	1	1.5	1.6635	0.41252	0.50004	0.75006	0.19558	1.9179
SLD	63	75.434	1.5	1	1.5	1.6236	0.43341	0.60011	0.90016	0.23693	2.3235
SLV	10	711.84	1.49	1	1.49	1.572	0.46273	1.4457	2.154	0.52158	5.115
SLC	5	1462.2	1.4351	1	1.4351	1.557	0.47183	1.8149	2.6046	0.63354	6.2129

Spettri elastici [g]

T [s]	direzione X [g]				direzione Y [g]				direzione Z [g]			
	SLO	SLD	SLV	SLC	SLO	SLD	SLV	SLC	SLO	SLD	SLV	SLC
0.00	0.0765	0.0918	0.2196	0.2656	0.0765	0.0918	0.2196	0.2656	0.0155	0.0204	0.0764	0.1075
0.05	0.1198	0.1420	0.3175	0.3826	0.1198	0.1420	0.3175	0.3826	0.0397	0.0527	0.1814	0.2564
0.10	0.1631	0.1923	0.4154	0.4995	0.1631	0.1923	0.4154	0.4995	0.0397	0.0527	0.1814	0.2564
0.15	0.1956	0.2369	0.5133	0.6165	0.1956	0.2369	0.5133	0.6165	0.0397	0.0527	0.1814	0.2564
0.20	0.1956	0.2369	0.5216	0.6335	0.1956	0.2369	0.5216	0.6335	0.0298	0.0396	0.1361	0.1923
0.25	0.1956	0.2369	0.5216	0.6335	0.1956	0.2369	0.5216	0.6335	0.0238	0.0316	0.1089	0.1538
0.30	0.1956	0.2369	0.5216	0.6335	0.1956	0.2369	0.5216	0.6335	0.0199	0.0264	0.0907	0.1282
0.35	0.1956	0.2369	0.5216	0.6335	0.1956	0.2369	0.5216	0.6335	0.0170	0.0226	0.0778	0.1099
0.40	0.1956	0.2369	0.5216	0.6335	0.1956	0.2369	0.5216	0.6335	0.0149	0.0198	0.0680	0.0961
0.45	0.1793	0.2282	0.5216	0.6335	0.1793	0.2282	0.5216	0.6335	0.0132	0.0176	0.0605	0.0855
0.50	0.1614	0.2054	0.4827	0.5979	0.1614	0.2054	0.4827	0.5979	0.0119	0.0158	0.0544	0.0769
0.60	0.1345	0.1711	0.4023	0.4982	0.1345	0.1711	0.4023	0.4982	0.0099	0.0132	0.0454	0.0641
0.70	0.1153	0.1467	0.3448	0.4270	0.1153	0.1467	0.3448	0.4270	0.0085	0.0113	0.0389	0.0549
0.80	0.1008	0.1284	0.3017	0.3737	0.1008	0.1284	0.3017	0.3737	0.0075	0.0099	0.0340	0.0481
0.90	0.0896	0.1141	0.2682	0.3321	0.0896	0.1141	0.2682	0.3321	0.0066	0.0088	0.0302	0.0427
1.00	0.0807	0.1027	0.2414	0.2989	0.0807	0.1027	0.2414	0.2989	0.0060	0.0079	0.0272	0.0385
1.50	0.0538	0.0685	0.1609	0.1993	0.0538	0.0685	0.1609	0.1993	0.0026	0.0035	0.0121	0.0171
2.00	0.0364	0.0474	0.1207	0.1495	0.0364	0.0474	0.1207	0.1495	0.0015	0.0020	0.0068	0.0096
2.50	0.0233	0.0303	0.0846	0.1119	0.0233	0.0303	0.0846	0.1119	0.0010	0.0013	0.0044	0.0062
3.00	0.0162	0.0210	0.0587	0.0777	0.0162	0.0210	0.0587	0.0777	0.0007	0.0009	0.0030	0.0043
3.50	0.0119	0.0155	0.0431	0.0571	0.0119	0.0155	0.0431	0.0571	0.0005	0.0006	0.0022	0.0031
4.00	0.0091	0.0118	0.0330	0.0437	0.0091	0.0118	0.0330	0.0437	0.0004	0.0005	0.0017	0.0024

5.3.2. Modello di calcolo

Le sollecitazioni di progetto vengono determinate mediante lo sviluppo di un modello agli elementi finiti elaborato con il codice di calcolo strutturale Jasp™ PRO - vers: 6.0.36 - Lic.n°:155-2016.

La soletta è stata modellata con elementi shell a quattro nodi collegati sull'asse delle pareti. Lo spessore della soletta è 120cm. Il calcestruzzo è di classe C30/37. Per cogliere il reale comportamento della platea la si poggia su pareti di spessore 1m a sua volta poggiate su fondazioni nastriforme. La verifica assiale della soletta viene valutata nella seconda fase, quando si esegue lo studio della paratia.

L'analisi numerica è condotta col metodo degli spostamenti ipotizzando un comportamento elastico-lineare degli elementi. È quindi utilizzata la tecnica degli elementi finiti connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema sono gli spostamenti dei nodi (6 per ogni nodo) riferite al sistema di riferimento globale, unico per tutti i componenti.

Gli spostamenti incogniti sono ottenuti risolvendo un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dalle forze concentrate nei nodi:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F}$$

in cui:

K = matrice di rigidezza della struttura

Mandataria

Mandanti

u = vettore spostamenti nodali

F = vettore forze nodali

La risoluzione numerica del sistema viene perseguita tramite il metodo di Cholesky

Ottenuti gli spostamenti vengono calcolate le sollecitazioni nei singoli elementi riferite al sistema di riferimento locale dell'elemento stesso.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema strutturale sono:

Beam: Elemento con una dimensione prevalente che unisce due punti dello spazio. Utilizzato per travi, pilastri e pareti duttili. Il modello adottato è quello di Timoshenko.

Shell Triangolare: Elemento bidimensionale triangolare con 3 nodi (corrispondenti ai 3 vertici) ottenuto dall'unione di un elemento lastra CST (Constant Strain Triangle) con 6 gdl e di un elemento piastra sottile di Kirchhoff DKT (Discrete Kirchhoff Triangle) ^[4-2] con 9 gdl.

Shell Rettangolare ^[4-1]: Elemento bidimensionale rettangolare con 4 nodi (corrispondenti ai 4 vertici) ottenuto dall'unione di un elemento lastra LSR (Linear Strain Rectangle) con 8 gdl e di un elemento piastra sottile di Kirchhoff ACM (Elemento Adini-Clough-Melosh, 1961-63) con 12 gdl.

Rigel: Elemento rettilineo a 2 nodi infinitamente rigido usato per modellare un legame infinitamente rigido tra due nodi.

Il sistema di riferimento globale è orientato con l'asse z verso l'alto. Il sistema di riferimento delle aste ha l'origine nel primo nodo dell'asta, gli assi x e y coincidenti con gli assi della sezione e l'asse z orientato come l'asta. Le rotazioni sono considerate positive se concorde con gli assi vettori.

Nel sistema di riferimento locale l'elemento shell giace nel piano x', y' . Per gli shell verticali l'asse x' è scelto parallelo al piano orizzontale con l'angolo $x'-x$ compreso tra -45° (escluso) e 135° ; l'asse y' è rivolto verso l'alto. Per gli shell orizzontali l'asse x' è parallelo all'asse x , e l'asse z' è rivolto verso l'alto.

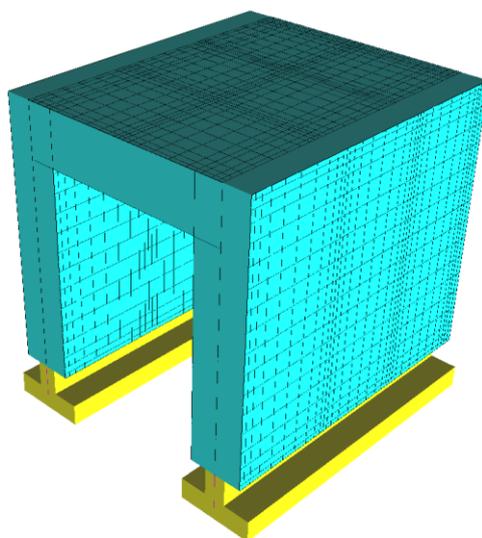


Figura 5-1 Vista 3D del modello agli elementi finiti della struttura scatolare

Mandataria

TECH PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti

SGI STUDIO GEOTECNICO ITALIANO srl
Ingegneria geotecnica - Ingegneria idraulica - Ingegneria ambientale
perizia applicata

ambiente
ingegneria ambientale e laboratori

Pag.
53

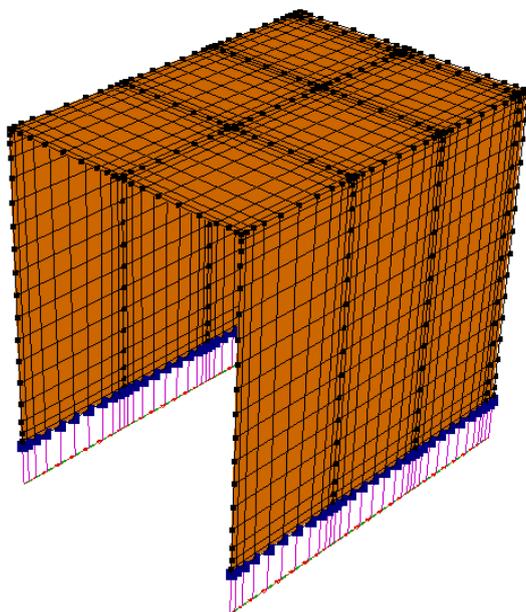


Figura 5-2 Vista unifilare del modello agli elementi finiti della struttura scatolare

5.3.3. Sollecitazioni di progetto

Si riportano di seguito le distribuzioni di sollecitazioni flessionali e taglianti, più significative, allo stato limite ultimo, sulla soletta.

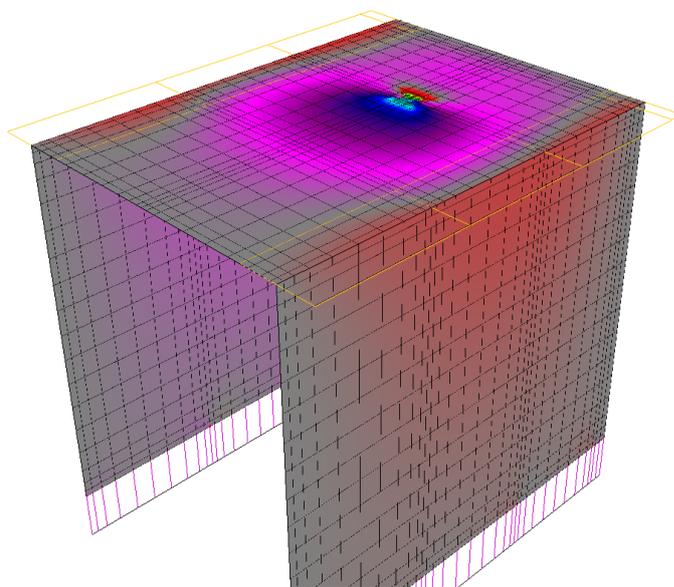


Figura 5-2- Momento Flettente m_x SOLETTA in Combo SLU-fondamentale-01

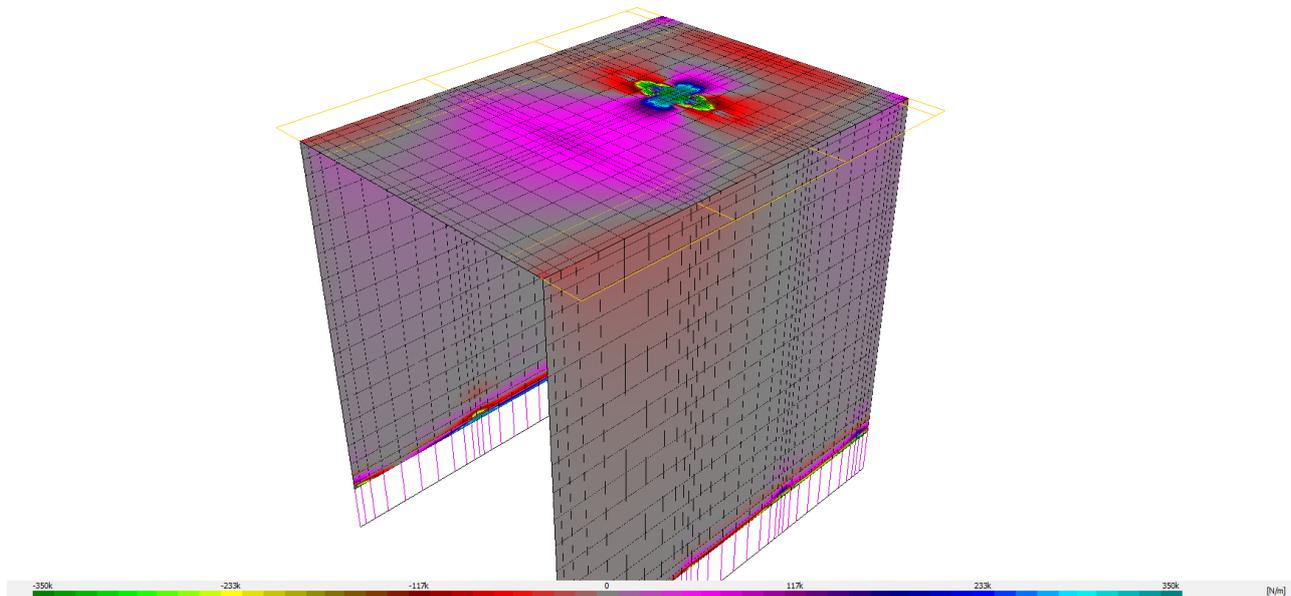


Figura 5-3 Taglio V_x SOLETTA in Combo SLU-fondamentale-01

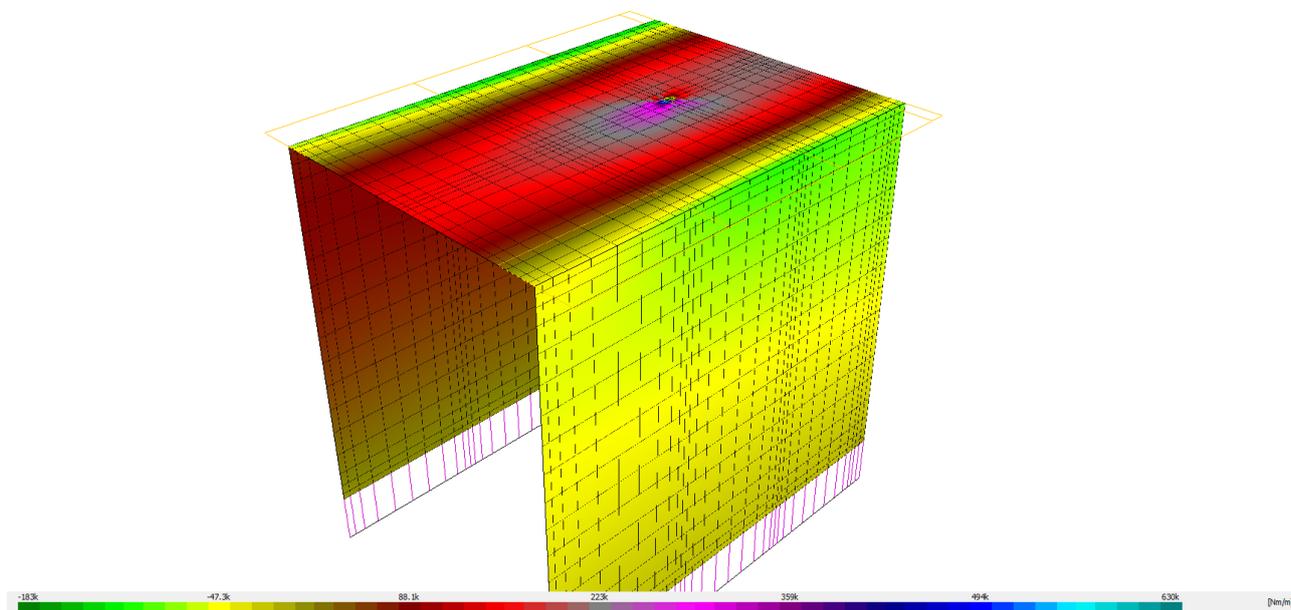


Figura 5-4- Momento Flettente m_y SOLETTA in Combo SLU-fondamentale-01

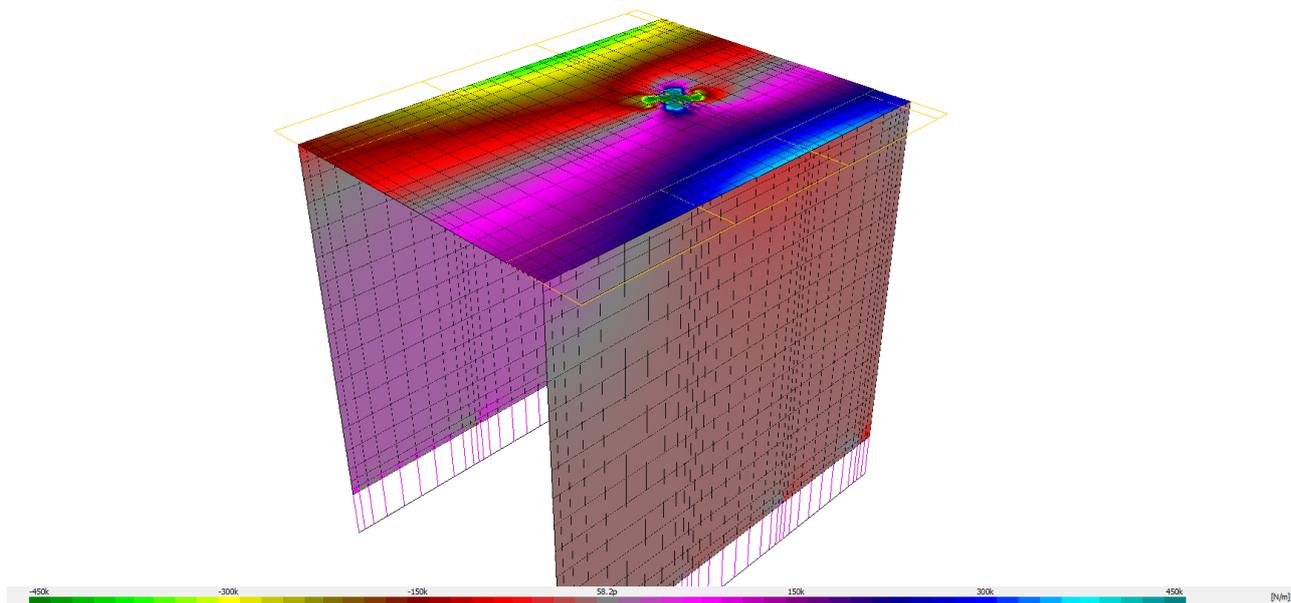


Figura 5-5- Taglio V_y SOLETTA in Combo SLU-fondamentale-01

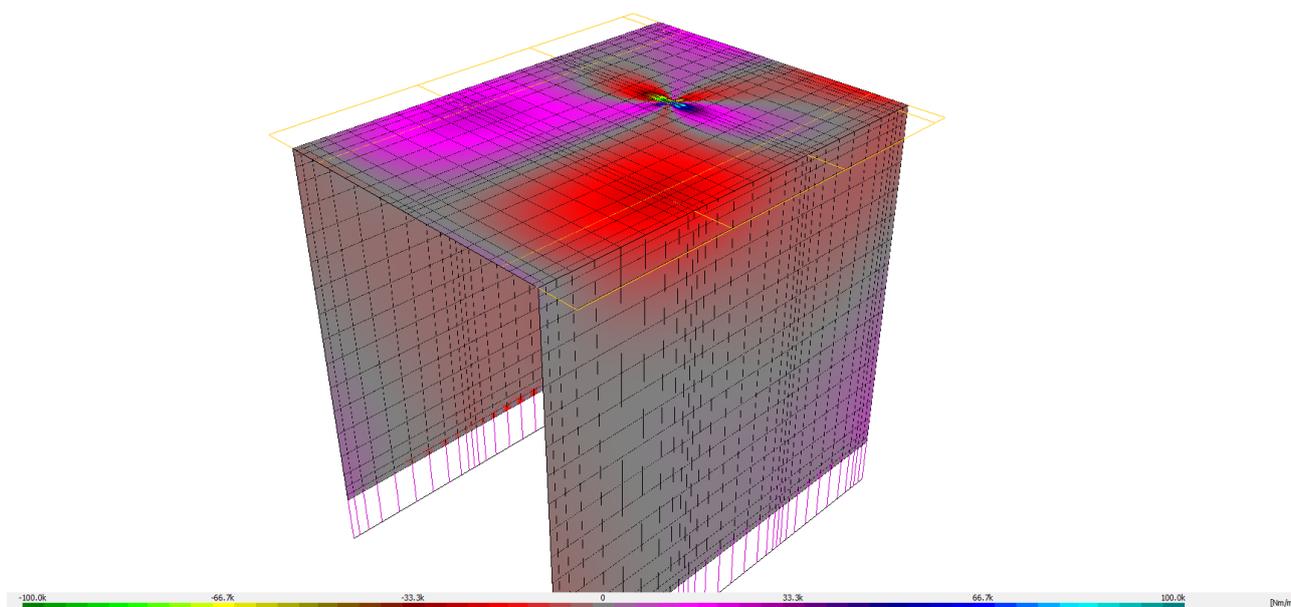


Figura 5-6- Momento Torcente M_{xy} SOLETTA in Combo SLU-fondamentale-01

Mandataria

Mandanti

5.3.4. Verifica degli elementi costituenti l'impalcato

Nel caso di lastra le sollecitazioni di verifica delle armature sono calcolate come indicato nell'appendice F EC2-2, ovvero, a vantaggio di sicurezza:

$$n'_{dx} = n_{Edx} + |n_{Edxy}| \quad (7.7a)$$

$$n'_{dy} = n_{Edy} + |n_{Edxy}| \quad (7.7b)$$

Con n_{Edy} positiva se di trazione.

Nel caso di piastra i momenti di verifica delle armature sono calcolati, a vantaggio di sicurezza, con le seguenti espressioni ^[5-5]:

$$m'_{dx} = m_{Edx} \pm |m_{Edxy}| \quad (7.8a)$$

$$m'_{dy} = m_{Edy} \pm |m_{Edxy}| \quad (7.8b)$$

Nel caso generale si utilizzano entrambe le sollecitazioni calcolate con le (7.7) e (7.8) e la verifica è eseguita a presso-tenso-flessione.

Verifiche calcestruzzo Shell

Per la verifica del calcestruzzo il software ricerca le direzioni principali di compressione superiore e inferiore. Per le 4 direzioni trovate si esegue la verifica a pressoflessione.

Per il solo fine di verifica del calcestruzzo, nella generica sezione con direzione φ , si considera presente l'armatura:

$$A_{s\varphi} = A_{sx} \cos^2 \varphi + A_{sy} \sin^2 \varphi$$

Utilizzando sostanzialmente il metodo della linea di rottura di Johansen.

Nel caso di lastre la verifica dei puntoni di calcestruzzo è effettuata con la formula:

$$n_{cd} = 2 |n_{Edxy}| < v \cdot f_{cd} \cdot h \quad (F.4 EC2-2005)$$

Nel caso generico, per la verifica dei puntoni di calcestruzzo, si utilizza il modello a sandwich descritto nell'allegato LL EC2-2, formule: (LL.137) – (LL.142)

Verifiche a punzonamento Shell

La verifica a punzonamento è effettuata come indicato nel §6.4 dell'EC2-1-1, utilizzando, a vantaggio di sicurezza, le sollecitazioni di taglio puntuali calcolate con il modello FEM elastico lineare anziché le distribuzioni calcolate ipotizzando un comportamento plastico della piastra. Dove non indicato esplicitamente la simbologia di questo paragrafo fa riferimento al §6.4 EC2-1-1.

Nel caso di verifica del calcestruzzo senza specifica armatura a taglio è utilizzata la seguente formula, che generalizza le formule (6.47) e (6.49) dell'EC2:

$$v_{Rd} = \max\{ C_{Rd} k (100 \rho f_{ck})^{1/3}; v_{min} \} \cdot \max\{ 2d/a; 1 \} + k_d \sigma_{cp} \quad (7.9)$$

Dove: a è la distanza dal pilastro, d è l'altezza utile della piastra.

Nel caso di specifica armatura a taglio la formula di verifica, ottenuta a partire dalla [(6.52) EC2-1-1], e dalla [(6.38) EC2-1-1] è:

$$\beta v_{Ed} / (u_l d) \leq 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) f_{ywd,ef} \sin \alpha A_{sw} / (u_l d) \quad (7.10)$$

Definendo:

u_s il perimetro posto a distanza $0,5d$ dal pilastro, ossia il primo perimetro di chiodi,

$\rho_w = A_{sw} / (u_s \cdot s_r) =$ rapporto geometrico di armatura a taglio perimetro u_s posto a distanza $0,5d$,

$v_s = \beta v_{Ed} / (u_s d) =$ tensione massima di taglio a distanza $0,5d$ dal pilastro [(6.38) EC2-2005],

la (5.10) diventa:

$$v_s \leq 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \rho_w \sin \alpha f_{ywd,ef}$$

che è la formula di verifica usata.

5.3.5. Armature

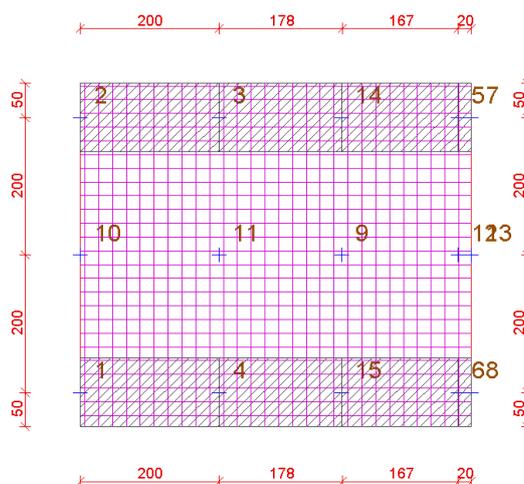
Si riporta di seguito la disposizione delle armature adottare per la verifica della soletta.

Maglie Soletta

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ. [°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir. principale			Dir. secondaria		
								\emptyset [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	\emptyset [mm]	Passo [m]
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	20	0.2	∞	20	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	20	0.2	∞	20	0.2	

Armatura Soletta (spessore 90cm)

Armatura superiore

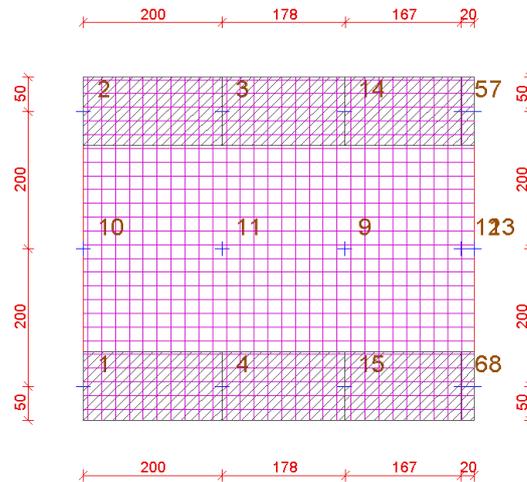


Armatura principale d20/ in entrambe le direzioni

Armatura Inferiore

Mandataria

Mandanti



Armatura principale d20/ in entrambe le direzioni

5.3.6. Resoconto Verifiche

Verifiche SL shell piastre

N°	Zona		Stati Limite Ultimi							Stati Limite di Esercizio				
	Filo	Piano	Fe	Cls	Punt Cls.	V/Vrdc	Arm Punz.	V/VrdMax	Tot punz	Verif. SLU	Fess.	Tens. Fe	Tens. Cls	Verif. SLE
1	2	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
1	10	1	0.299	0.092	-	0.349	-	0.063	0.349	Si	0.000	0.203	0.084	Si
1	11	1	0.372	0.115	-	0.369	-	0.068	0.369	Si	0.000	0.248	0.102	Si
1	3	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
1	-	-	0.344	0.101	-	0.360	-	0.066	0.360	Si	0.000	0.221	0.091	Si
2	3	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
2	11	1	0.408	0.127	-	0.374	-	0.069	0.374	Si	0.000	0.271	0.112	Si
2	9	1	0.590	0.178	-	1.40	0.266	0.205	0.641	Si	0.000	0.399	0.153	Si
2	14	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
2	-	-	0.479	0.149	-	0.384	0.000	0.071	0.384	Si	0.000	0.319	0.129	Si
3	5	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
3	12	1	0.437	0.129	-	0.357	-	0.065	0.357	Si	0.000	0.272	0.109	Si
3	13	1	0.444	0.130	-	0.357	-	0.065	0.357	Si	0.000	0.277	0.109	Si
3	7	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
3	-	-	0.439	0.129	-	0.356	-	0.064	0.356	Si	0.000	0.273	0.109	Si
4	14	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
4	9	1	0.443	0.121	-	1.31	0.270	0.206	0.505	Si	0.000	0.283	0.099	Si
4	12	1	0.435	0.129	-	0.362	-	0.066	0.362	Si	0.000	0.271	0.108	Si
4	5	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
4	-	-	0.423	0.127	-	0.374	0.000	0.066	0.374	Si	0.000	0.261	0.106	Si
5	9	1	0.596	0.155	-	1.37	0.295	0.219	0.322	Si	0.000	0.400	0.140	Si
5	15	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
5	6	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
5	12	1	0.441	0.131	-	0.362	-	0.059	0.362	Si	0.000	0.274	0.110	Si
5	-	-	0.534	0.154	-	0.374	0.000	0.061	0.374	Si	0.000	0.294	0.116	Si
6	11	1	0.408	0.128	-	0.374	-	0.061	0.374	Si	0.000	0.271	0.113	Si
6	4	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
6	15	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
6	9	1	0.605	0.183	-	1.28	0.259	0.201	0.576	Si	0.000	0.417	0.162	Si
6	-	-	0.531	0.150	-	0.384	-	0.063	0.384	Si	0.000	0.323	0.131	Si
7	10	1	0.332	0.099	-	0.349	-	0.057	0.349	Si	0.000	0.204	0.084	Si
7	1	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
7	4	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
7	11	1	0.371	0.116	-	0.369	-	0.060	0.369	Si	0.000	0.248	0.103	Si
7	-	-	0.515	0.155	-	0.360	-	0.059	0.360	Si	0.000	0.232	0.092	Si
8	12	1	0.442	0.131	-	0.357	-	0.058	0.357	Si	0.000	0.275	0.111	Si
8	6	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
8	8	1	-	-	-	-	-	0.000	0.000	Si	-	-	-	-
8	13	1	0.447	0.132	-	0.357	-	0.058	0.357	Si	0.000	0.278	0.111	Si
8	-	-	0.500	0.157	-	0.356	-	0.058	0.356	Si	0.000	0.276	0.111	Si

Legenda tabella verifiche Stati Limite Ultimi e di esercizio shell

Mandataria

Mandanti

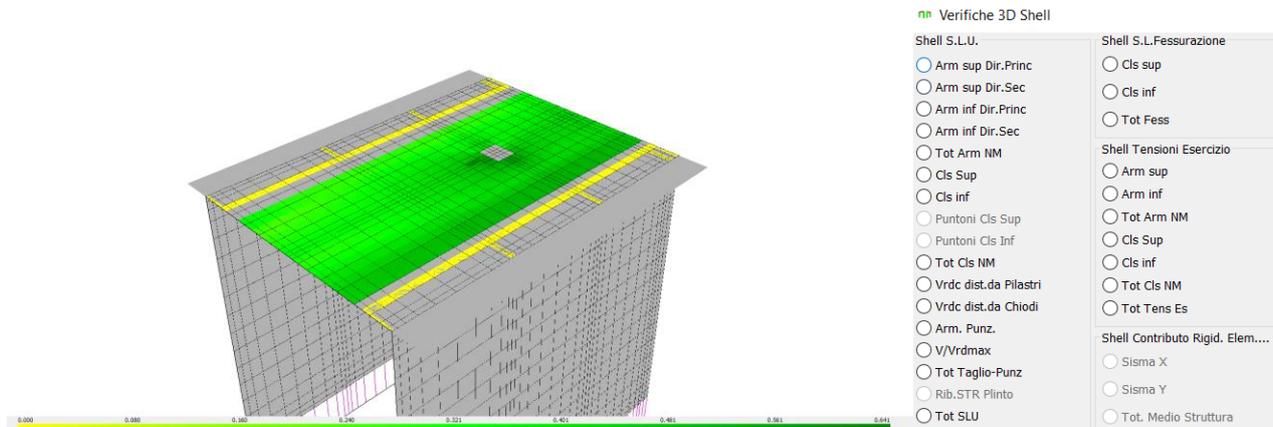
- **Zona:** Nel riportare i risultati delle verifiche effettuate si è diviso la piastra in zone. Per ogni zona e per ogni tipo di verifica sono riportati i coefficienti di verifica normalizzati ad 1. Per ogni zona, tranne che per la centrale, è indicato il filo ed il nodo più vicino.
- **Stati Limite Ultimi :** Verifiche agli Stati Limite Ultimi
- **Fe:** Coefficiente di verifica dell'armatura calcolato come indicato nel §5.6.1 della presente relazione.
- **Cls:** Coefficiente di verifica a pressoflessione del calcestruzzo per le 4 direzioni principali di compressione.
- **Punt.Cls.:** Coefficiente di verifica dei puntoni di calcestruzzo calcolato come indicato nelle formule (F.4) e (LL.137-142) EC2-2-2006
- **Arm punz :** Coefficiente di verifica a punzonamento per piastre dotate di specifica armatura a taglio.
- **V/Vrdc :** Coefficiente di verifica a punzonamento per piastre non dotate di specifica armatura a taglio.
- **V/VrdMax :** Coefficiente di verifica ottenuto applicando la (6.53 EC2-2005).
- **Tot.Punz. :** Coefficiente di verifica totale taglio-punzonamento.
- **Verif SLU.** Coefficiente totale di verifica Stati Limite Ultimi.
- **Stati Limite di Esercizio :** Verifiche agli Stati Limite di Esercizio.
- **Fessurazione:** Coefficiente di verifica stato limite di fessurazione.
- **Tens.Fe:** Coefficiente di verifica stato limite tensione di esercizio dell'armatura.
- **Tens.Cls:** Coefficiente di verifica stato limite tensione di esercizio del calcestruzzo.
- **Verif SLE.** Coefficiente totale di verifica Stati Limite di Esercizio.

Tabella riassuntiva verifiche Stati Limite Shell e Fondazioni

Piano	Pareti				Piastre			Plinti diretti			Plinti su pali			Pali			
	SLU	Tens Eserc.	Fessur.	Spost	SLU	Tens Eserc.	Fessur.	SLU	Tens Eserc.	Fessur.	SLU	Tens Eserc.	Fessur.	SLU	Tens Eserc.	Fessur.	
0																	
1					Si	Si	Si										

Verifica di resistenza degli elementi strutturali

- Valore massimo Ed/Rd allo SLE: 0.61466
- Valore massimo Ed/Rd allo SLU: 0.996



5.4. INCIDENZA ARMATURE

Incidenza	Soletta Fe B450C Ø20	71,000	kg/ m ³
------------------	----------------------	--------	--------------------