

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI
RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

I F 1 W 0 0 D 2 9 C L S L 0 1 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G. Usai	09.2018	P. Di Nucci	09.2018	D. Aprea	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. 16392 del 4

File: IF1W00D29CLSL0100001A.doc

n. Elab.: 163_1

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 2 di 86

INDICE

1.	PREMESSA	6
2.	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	10
2.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	10
2.2	DOCUMENTI CORRELATI	10
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
3.1	CEMENTO ARMATO	11
3.1.1	Calcestruzzo strutturale C30/37	11
3.1.2	Acciaio di armatura in barre tonde ad aderenza migliorata	12
3.1.3	Copriferro	13
3.1.4	Prove sui materiali	13
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	14
5.	CRITERI PROGETTUALI	16
5.1	VITA NOMINALE	16
5.2	CLASSE D'USO	16
5.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	16
6.	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	17
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G_1)	17
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2)	17
6.2.1	Ballast e armamento	17
6.2.2	Spinta del terreno	18
6.3	CARICHI ACCIDENTALI (Q_k)	19
6.3.2	Sovraccarico accidentale ferroviario mobile	21
6.3.3	Spinta sui piedritti SPACC	22

6.3.4	Avviamento e frenata ferroviaria	22
6.3.5	Sovraccarico accidentale stradale mobile.....	23
6.3.6	Accelerazione o frenata stradale	24
6.4	VARIAZIONE TERMICA	25
6.5	RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO	25
6.6	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	26
6.6.1	Azione sismica di progetto.....	26
6.6.2	Sovraspinta sismica	28
7.	COMBINAZIONI DI CARICO	30
8.	MODELLAZIONE STRUTTURALE	36
8.1	MODELLO DI CALCOLO	36
8.2	MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA	37
9.	RISULTATI DELLE ANALISI	40
9.1	CONFRONTO SOLLECITAZIONI PER SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE	40
9.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALI.....	42
10.	VERIFICHE STR.....	51
10.1	VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE	51
10.1.1	Soletta di copertura e piedritti.....	51
10.1.2	Soletta di fondazione	52
10.2	VERIFICHE A TAGLIO.....	52
10.2.1	Soletta di copertura e piedritti.....	52
10.2.2	Soletta di fondazione	53
10.3	VERIFICHE A FESSURAZIONE	54
10.3.1	Soletta di copertura e piedritti.....	55
10.3.2	Soletta di fondazione	56
11.	VERIFICHE GEO	58

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 4 di 86

12.	INCIDENZA ARMATURE	63
13.	CALCOLO DEI MURI A U	64
13.1	DESCRIZIONE	64
13.2	CARICHI DI PROGETTO	64
13.2.1	<i>Spinta delle terre piedritto sx</i>	<i>65</i>
13.2.2	<i>Spinta delle terre piedritto dx.....</i>	<i>65</i>
13.2.3	<i>Sovraccarico accidentale stradale mobile.....</i>	<i>65</i>
13.2.4	<i>Variazione termica</i>	<i>65</i>
13.2.5	<i>Ritiro e viscosità del cls.....</i>	<i>66</i>
13.2.6	<i>Azione sismica di progetto.....</i>	<i>66</i>
13.2.7	<i>Sovraspinta sismica piedritto sx.....</i>	<i>66</i>
13.3	COMBINAZIONI DI CARICO	66
13.4	MODELLO DI CALCOLO	66
13.5	MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA	67
13.6	RISULTATI DELLE ANALISI	68
13.7	VERIFICHE STR	73
13.7.1	<i>Verifiche a pressoflessione</i>	<i>73</i>
➤	<i>Piedritto dx.....</i>	<i>73</i>
➤	<i>Piedritto sx</i>	<i>74</i>
➤	<i>Soletta di fondazione</i>	<i>74</i>
13.7.2	<i>Verifiche a taglio</i>	<i>75</i>
➤	<i>Piedritto dx.....</i>	<i>75</i>
➤	<i>Piedritto sx</i>	<i>76</i>
➤	<i>Soletta di fondazione</i>	<i>77</i>
13.7.3	<i>Verifiche a fessurazione</i>	<i>78</i>
➤	<i>Piedritto dx.....</i>	<i>78</i>

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	5 di 86

➤ *Piedritto sx* 79

➤ *Soletta di fondazione* 80

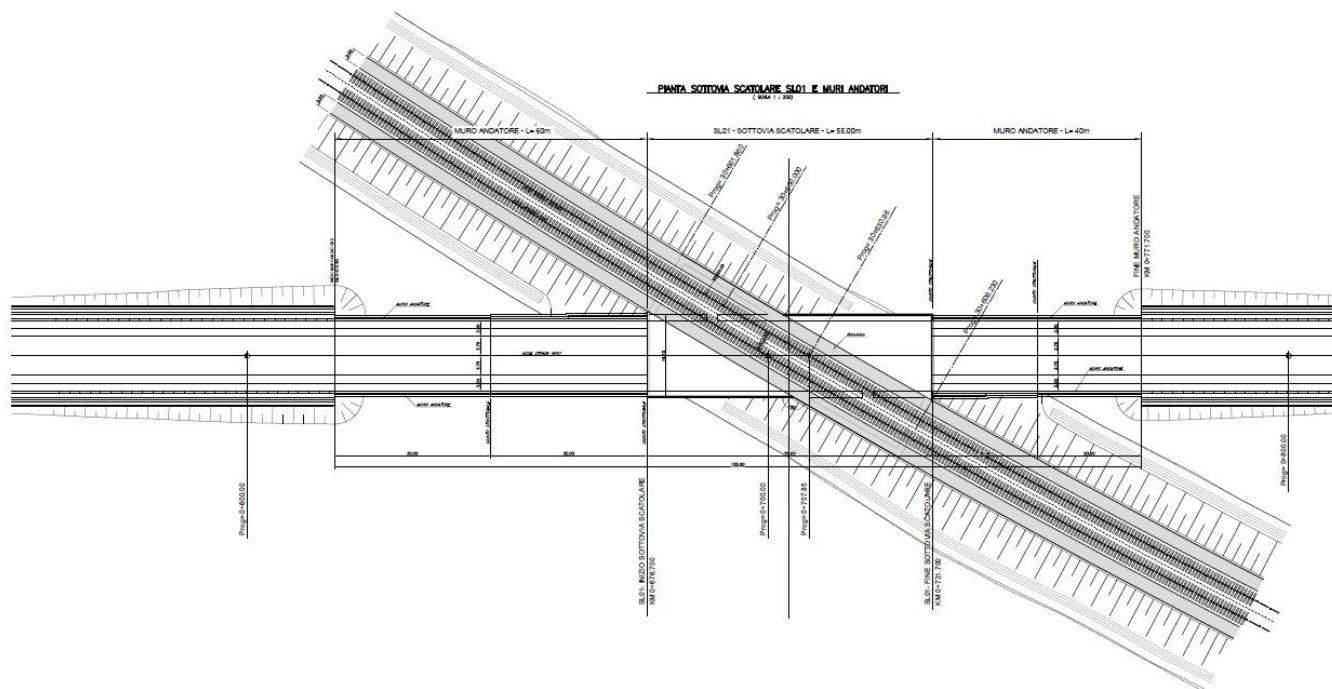
13.8 VERIFICHE GEO 82

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 Sottovia scatolare SL01. La struttura ha uno sviluppo longitudinale in asse tracciato di circa 155m. L'asse ferroviario passante sulla soletta di copertura del sottovia ha un'inclinazione di 30° rispetto all'asse stradale passante sulla soletta di fondazione. Le sezioni del sottovia sono variabili sia in altezza che in larghezza lungo il suo sviluppo longitudinale. Di seguito si riportano pianta e sezione longitudinale del sottovia.

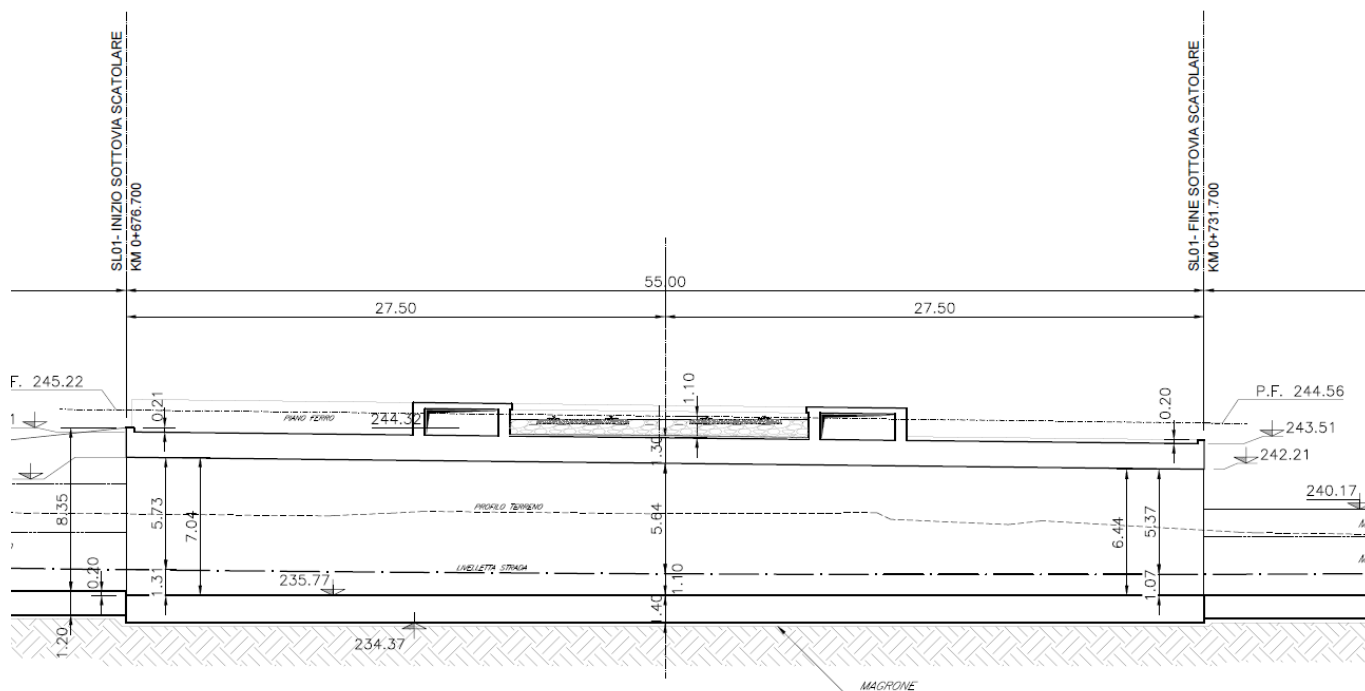
Figura 1-1 – Pianta Sottovia scatolare SL01



Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

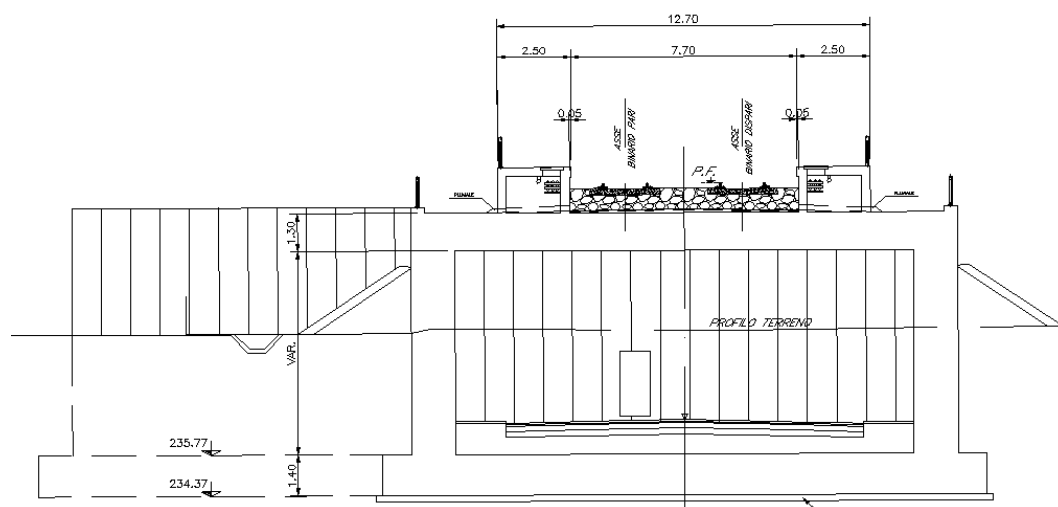
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	7 di 86

Figura 1-2 – Sezione longitudinale Sottovia scatolare SL01



Di seguito si riportano alcune sezioni trasversali del sottovia in asse ferroviario e in asse stradale.

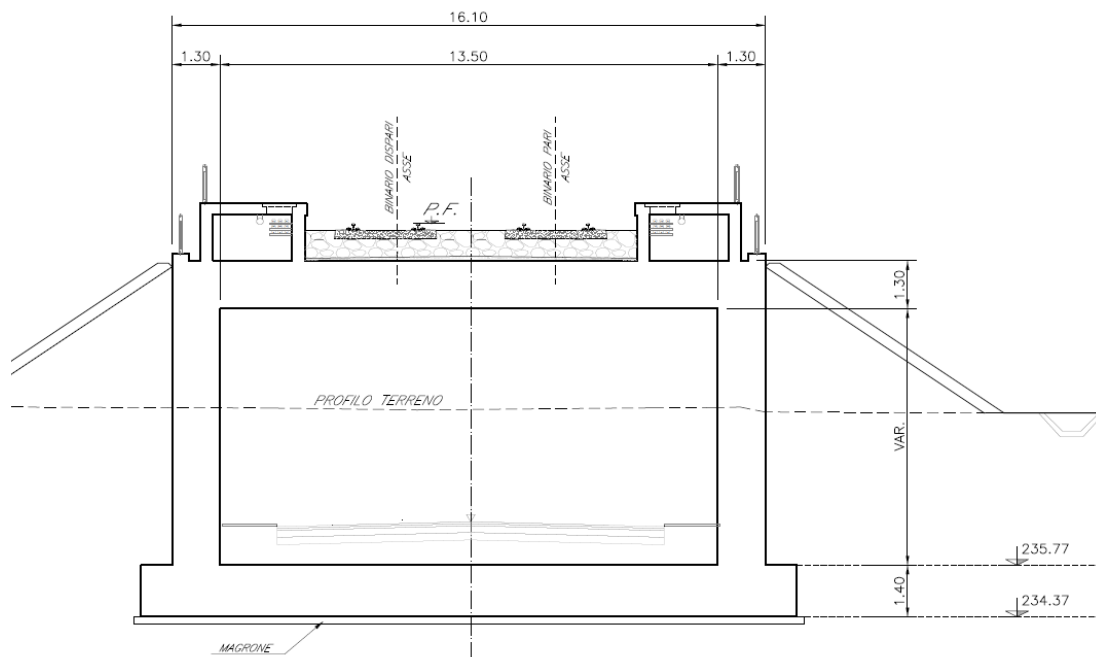
Figura 1-3 – Sezione trasversale in asse ferroviario Sottovia scatolare SL01



Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	8 di 86

Figura 1-4 – Sezione trasversale in asse stradale Sottovia scatolare SL01



Trasversalmente all'asse stradale la larghezza interna dello scatolare è di 13,50 m ed ha un'altezza netta massima di 7,04m. I piedritti hanno spessore pari a 1,30 m così come la soletta superiore, mentre la soletta di fondazione ha uno spessore di 1,40 m. Tale sezione è presa come riferimento per il calcolo del manufatto.

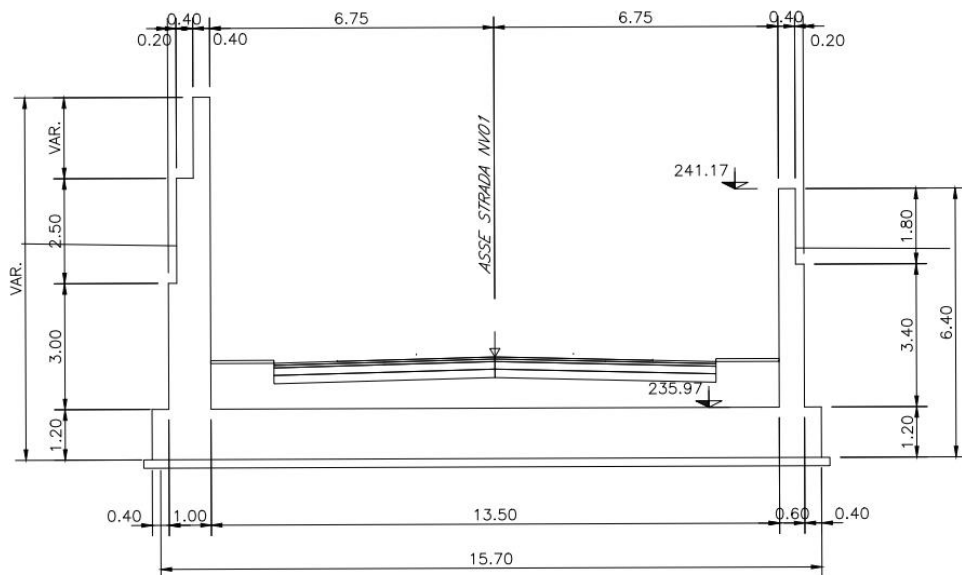
Il sottovia, in ingresso e in uscita, è completato da opere di sostegno costituite da muri d'ala di sezioni e altezze variabili. Tra questi, quello che presenta le geometrie più rilevanti ha altezza massima di 8,30m e spessore variabile dalla sommità verso il piede da 0,40m a 1,00m. La scarpa di fondazione ha spessore 1,20m ed è lunga complessivamente 4,00m.

Di seguito si riporta la sezione del muro di sostegno.

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	9 di 86

Figura 1-5 – Sezione trasversale muro d'ala Sottovia scatolare SL01



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 10 di 86

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
- Rif. [8] RFI Manuale di progettazione delle opere civili parte II - sezione 2 - Ponti e strutture
- Rif. [9] RFI Manuale di progettazione delle opere civili parte II - sezione 3 - Corpo stradale

2.2 Documenti correlati

- Rif. [10] IF1W00D29B9SL0100001A SL01 - Sottovia scatolare - Pianta scavi e pianta fondazioni
- Rif. [11] IF1W00D29B9SL0100002A SL01 - Sottovia scatolare - Pianta a quota strada e pianta a quota banchine
- Rif. [12] IF1W00D29B9SL0100003A SL01 - Sottovia scatolare - Sezioni trasversali
- Rif. [13] IF1W00D29L9SL0100001A SL01 - Sottovia scatolare - Planimetria generale
- Rif. [14] IF1W00D29L9SL0100002A SL01 - Sottovia scatolare - Prospetto e sezione longitudinale
- Rif. [15] IF1W03D11GEOC0000001-BO_Bovino
- Rif. [16] 180705_BO 02 Profilo geotecnico tratta allo scoperto Tav. 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:

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

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (N/mm²) = Resistenza cilindrica media a compressione

α_{cc} = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: α_{cc} (t > 28gg) = 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%:

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

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

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

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

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

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

$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$ = 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.

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 13 di 86

$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ = 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.

			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 _{min}	C _o	ambiente	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 interrate	Aggressivo	25	10	35

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

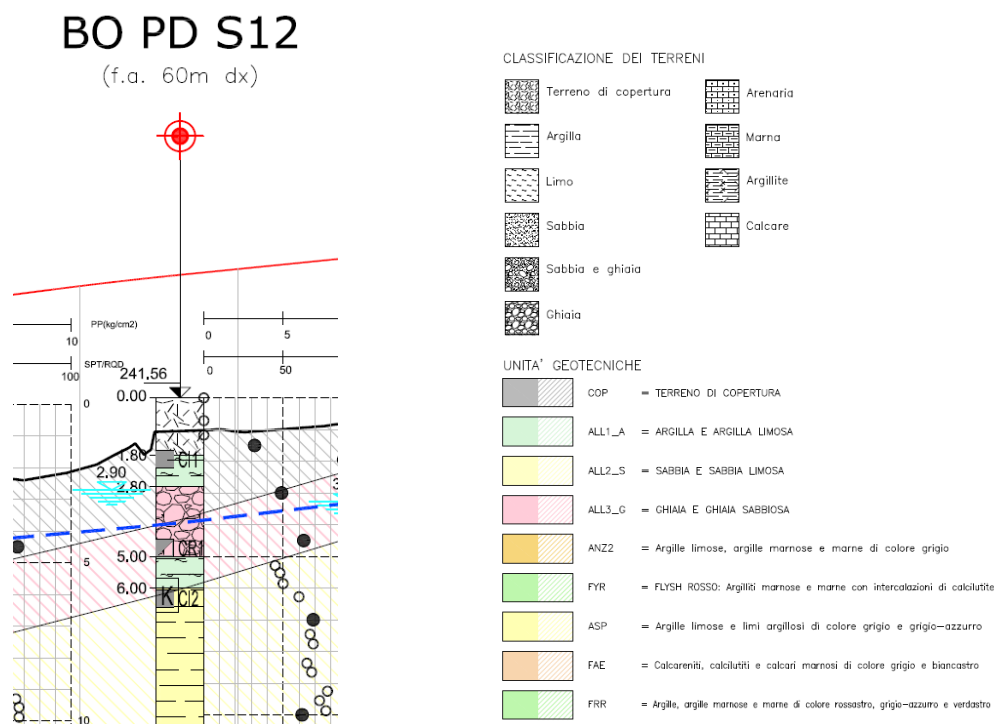
3.1.4 Prove sui materiali

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 sottovia scatolare SL01 oggetto della presente, che si estende approssimativamente dal km 30+600 fino al km 30+650 della tratta ferroviaria di riferimento. Il sondaggio di riferimento è il BO PD S12 di cui ai Rif. [11] e Rif. [16]. 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. [11]), 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: 3m da p.c.			

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 15 di 86

L'imposta fondazione si attesta ad una profondità media di 5,50 m dal piano campagna.

Si conclude che l'imposta fondazione è situata sullo strato di depositi alluvionali ALL3_G, al disotto della quota di falda, individuata a 3m dal piano campagna.

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/m³]	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 [m²/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]
v' [-]	0.3	0.3	0.3		0.3
k [m/s]	$2.0 \cdot 10^{-6}$	$4.0 \cdot 10^{-5}$ ÷ $2.0 \cdot 10^{-5}$ [$2.4 \cdot 10^{-5}$]	$3.0 \cdot 10^{-10}$ ÷ $1.0 \cdot 10^{-6}$ [$7.0 \cdot 10^{-9}$]		$8.0 \cdot 10^{-11}$ ÷ $2.0 \cdot 10^{-10}$ [$1.0 \cdot 10^{-10}$]
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).

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 16 di 86

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

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 17 di 86

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 (G_1)

Il peso proprio dello scatolare 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: 1,40 m;
- Spessore piedritti: 1,30 m;
- Spessore soletta di copertura: 1,30 m;
- Larghezza netta: 13,50 m;
- Altezza netta (max): 7,00 m.

6.2 Carichi permanenti non strutturali (G_2)

6.2.1 Ballast e armamento

Sulla soletta di copertura (di sostegno alla linea ferroviaria) si considera il seguente carico:

- Ballast e armamento: $0.80 \text{ m} \times 18.00 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{14.40 \text{ kN/m}^2}$

Tale carico viene distribuito conservativamente su tutta la soletta, considerando anche le banchine laterali della linea ferroviaria

- Barriere antirumore: $3.0 \text{ kN/m}^2 \times 8.0 \text{ m} = \mathbf{24.00 \text{ kN/m}}$

considerando un peso delle barriere di 300 kg/m^2 e un'altezza di 8m.

I carichi delle due barriere antirumore vengono inseriti come forze concentrate ognuna pari a 24 kN.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 18 di 86

Sulla soletta di fondazione (di sostegno alla tratta stradale), considerando anche lo spessore di riempimento sotto il manto stradale (vedi sezione longitudinale Rif. [14]), si considera il seguente carico:

- Ballast e riempimento: $0.12 \text{ m} \times 22.00 + 0.80 \text{ m} \times 18.00 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{17,04 \text{ kN/m}^2}$

6.2.2 Spinta del terreno

Le spinte del terreno di rinfiamento 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 .

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot K_0$$

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

Facendo riferimento alla sezione trasversale in Figura 1-3, si considera anche la spinta del terreno di rinfiamento sui piedritti, che si ipotizza, conservativamente, presente fino alla sommità dei piedritti per l'intero sviluppo del sottovia e di caratteristiche geotecniche analoghe al terreno ALL3_G.

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

Coeff. Spinta a riposo	K_0	$1 - \tan^2(36^\circ) =$	0,412	
Pressione alla quota di estradosso sol. sup.	$p1$	$\gamma \cdot z1 \cdot K_0 =$	0,00	kN/m ²
Pressione in asse sol. sup.	$p2$	$\gamma \cdot z2 \cdot K_0 =$	5,09	kN/m ²
Pressione in asse sol. inf.	$p3$	$\gamma \cdot z3 \cdot K_0 =$	65,40	kN/m ²
Pressione alla quota di intradosso sol. inf.	$p4$	$\gamma \cdot z4 \cdot K_0 =$	70,88	kN/m ²
Spinta semispessore sol. sup.	$F1$	$(p1+p2)/2 \cdot sp/2 =$	1,78	kN/m
Spinta semispessore sol. inf.	$F2$	$(p3+p4)/2 \cdot sp/2 =$	47,70	kN/m

dove:

$z1 =$	0	m
$z2 = z1 + sp/2$	0,65	m
$z3 = z2 + h + sp$	8,35	m
$z4 = z3 + sp/2$	9,05	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 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

La struttura è stata calcolata secondo due disposizioni dei carichi mobili:

- Condizione Q_M : disposizione dei carichi per massimizzare le sollecitazioni flettenti sul traverso
- Condizione Q_T : disposizione dei carichi che massimizza il taglio sul traverso

La linea ferroviaria ha un'inclinazione di 30° rispetto all'asse stradale, dovranno essere quindi applicati contemporaneamente i carichi dovuti al treno SW/2 e al treno LM71 definiti al § 6.3.2.

Le impronte dei carichi sulla soletta si ottengono dalla proiezione di questi ultimi sulla sezione di calcolo, considerando le larghezze di diffusione dei carichi attraverso ballast e soletta.

Di seguito si riporta uno schema della procedura di applicazione dei carichi ferroviari per le due condizioni di carico considerate.

Figura 6-1 – Schema della procedura di applicazione dei carichi ferroviari – Condizione Q_M

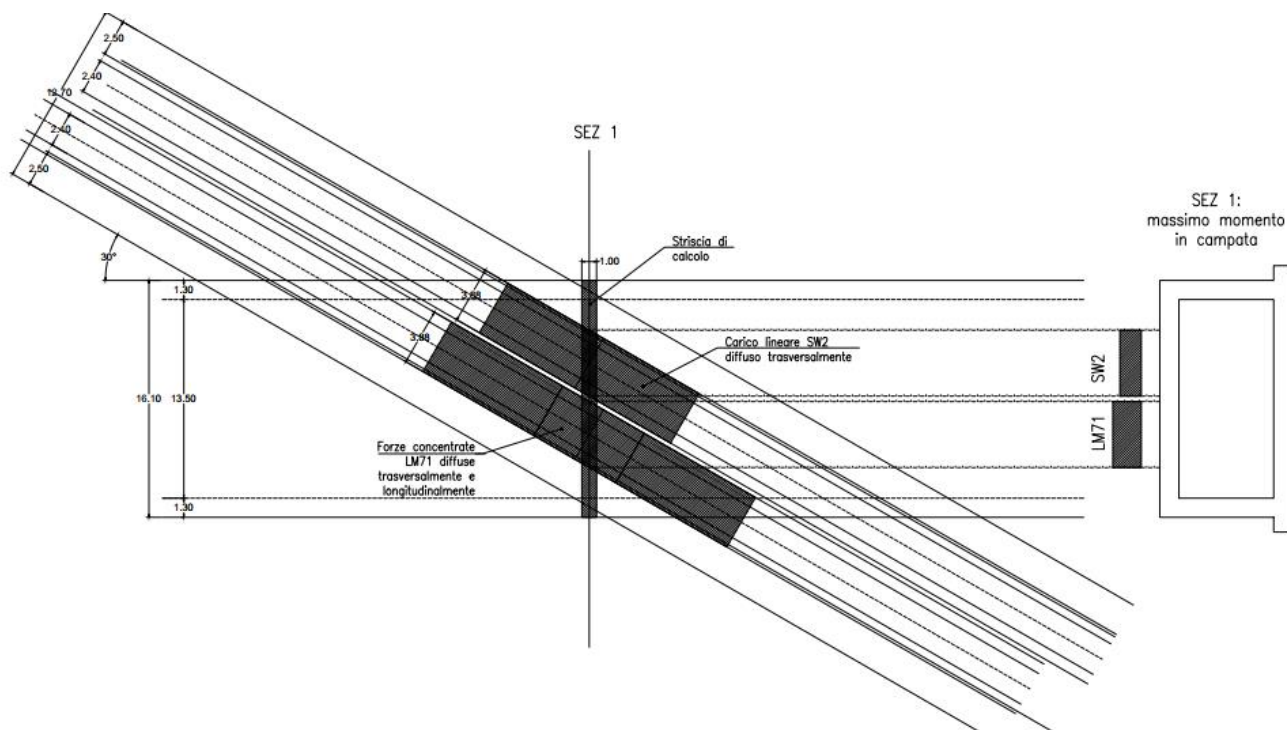
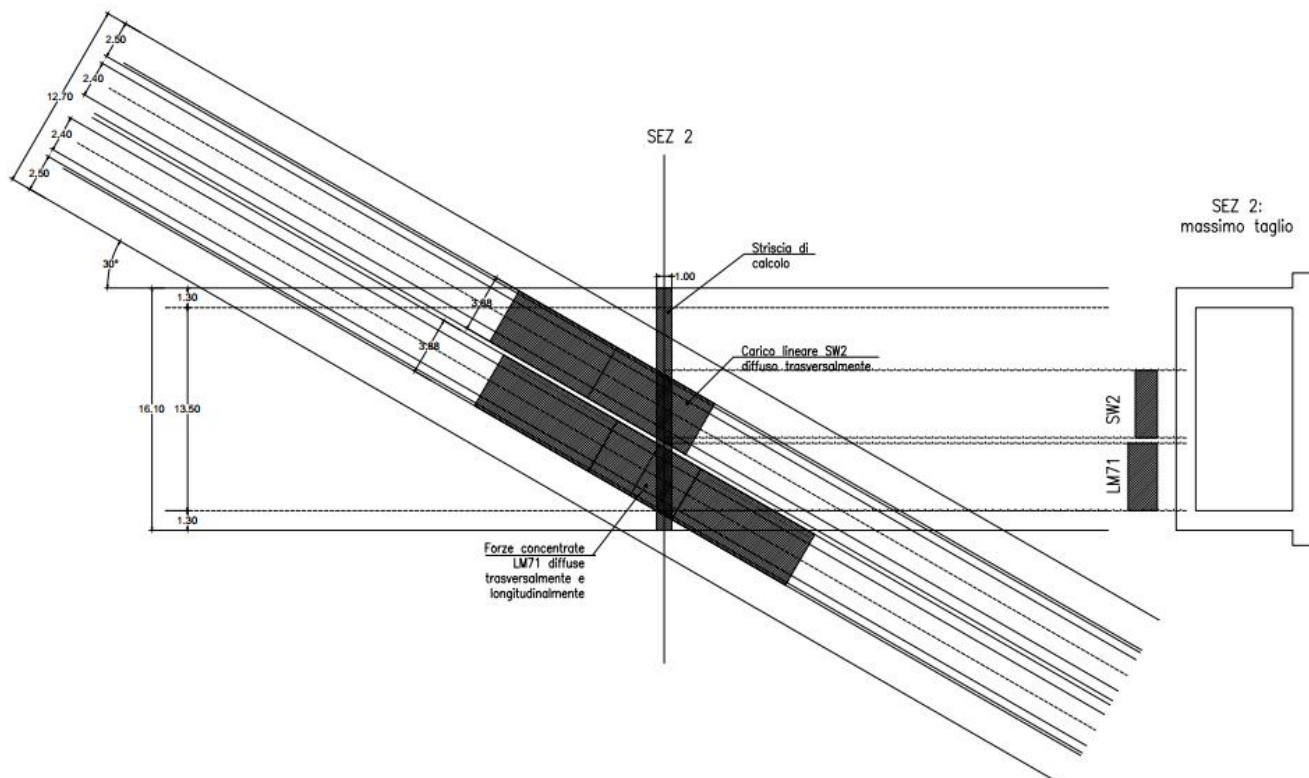


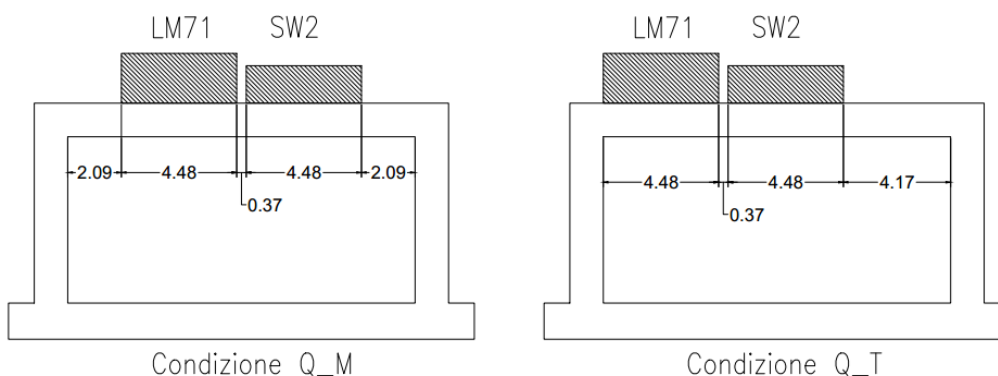
Figura 6-2 – Schema della procedura di applicazione dei carichi ferroviari – Condizione Q_M



Per la condizione di carico Q_M il sovraccarico ferroviario Q_{vk} (definito al § 6.3.2) viene applicato al centro della soletta di copertura del sottovia. Per la condizione di carico Q_T il sovraccarico ferroviario Q_{vk} viene applicato agli estremi dx e sx della soletta di copertura del sottovia (Q_T sarà dato dall'involuppo delle condizioni Q_{Tdx} e Q_{Tsx}).

Di seguito uno schema dell'applicazione dei carichi ferroviari in base alle condizioni suddette.

Figura 6-3 – Disposizione carichi per realizzazione condizioni più gravose



6.3.2 Sovraccarico accidentale ferroviario mobile

Per quanto attiene il sovraccarico ferroviario, nel caso in esame si considera l'impronta dei carichi sulla soletta di copertura. La linea ferroviaria ha un'inclinazione di 30° rispetto all'asse stradale, dovranno essere quindi applicati contemporaneamente i carichi dovuti al treno SW/2 pari a 150 kN/m x 1 e al treno LM71 pari a 250 kN / 1.6 m x 1.1 = 172.0 kN/m.

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

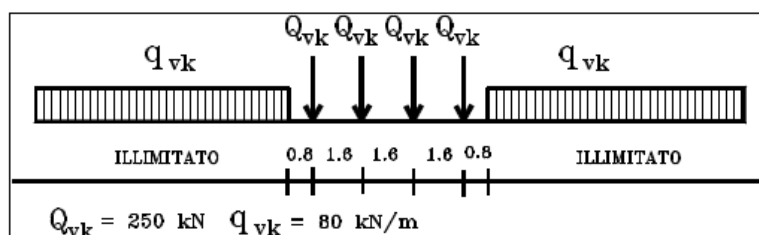


Figura 6-4 – Treno di carico LM71

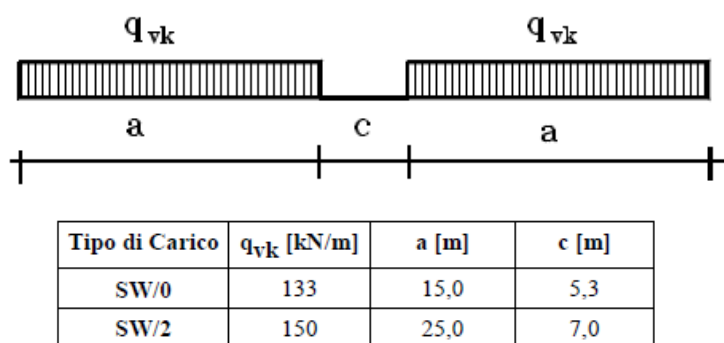


Figura 6-5 – Treno di carico SW

Il coefficiente di amplificazione dinamica Φ_3 (per linee con ridotto standard manutentivo) viene calcolato in base alla tab. 5.2. II NTC2018 – p.to 5.3 (portali a luce singola a tre campate) ed è pari a:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 22 di 86

nella quale L_ϕ è pari a $1.3 \cdot L_m$ con $L_m = (1/3) \cdot (L_{soletta} + 2 \cdot H_{piedritti})$. Si avrà quindi:

$$\Phi_3 = 1.24$$

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 copertura treno LM71:

Larghezza traversa	Lt		2,4 m
Impronta di carico trasv	Ld1	$2,4 \cdot 2 \times (0.35/4 + 0.00 + 1.30/2) =$	3,88 m
Impronta di carico long	Ld2	$0.8 + 1.6 + 1.6 + 1.6 + 0.8 =$	6,40 m
Qvk totale			1000 kN
Qvk ripartito	Qvk_{LM71}	$1.1 \cdot 1.24 \cdot 1000 / (3.88 \cdot 6.40) =$	54,93 kN/m²

Carico verticale sulla soletta di copertura treno SW02:

Larghezza traversa	Lt		2,4 m
Impronta di carico trasv	Ld1	$2,4 \cdot 2 \times (0.35/4 + 0.00 + 1.30/2) =$	3,88 m
Qvk totale			150 kN/m
Qvk ripartito	Qvk_{SW02}	$1.24 \cdot 150 / 3.88 =$	47,94 kN/m²

6.3.3 Spinta sui piedritti SPACC

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a:

$$S = k_0 \cdot q \cdot H$$

con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

La spinta del sovraccarico a tergo del rilevato verrà considerata agente sia su un solo piedritto per massimizzare lo sbilanciamento e sia su entrambi i piedritti.

Spinta del carico accidentale (Condizioni SPACCSX e SPACCDX)

$$p = 0,412 \cdot 1,1 \cdot 1000 / (3,88 \times 6,4) = \mathbf{16,62 \text{ kN/m}^2}$$

6.3.4 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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 23 di 86

larghezza di diffusione trascurando di fatto il ruolo di diaframma della soletta stessa che ripartirebbe le azioni orizzontali sull'intera opera. Essendo l'asse ferroviario inclinato di 30° rispetto all'asse stradale, sulla sezione trasversale dello scatolare agirà il seguente carico:

$$Q_{avv} = (33/L_{d1}) \cdot \sin 30^\circ = 8,52/2 = \mathbf{4,26 \text{ kN/m}^2}$$

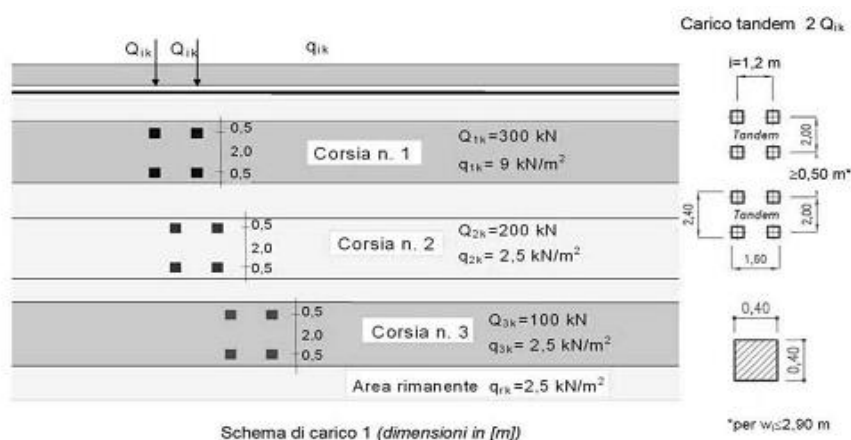
6.3.5 Sovraccarico accidentale stradale mobile

In conformità alla normativa di riferimento NTC2018 Rif. [1], si prendono in considerazione i seguenti carichi mobili, per ponti di 1ª categoria:

- prima colonna di carico costituita da due carichi assiali $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ e un carico uniformemente distribuito $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ su una larghezza convenzionale di 3,00m;
- seconda colonna di carico analoga alla prima, ma con carichi rispettivamente pari a $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$ e $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- terza colonna di carico analoga alla prima, ma con carichi rispettivamente pari a $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$ e $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- quarta colonna di carico e/o area rimanente costituita da un carico uniformemente distribuito pari a $q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

La dimensione delle impronte dei carichi tandem e la loro posizione relativa è riportata nella sottostante figura. I valori dei carichi stradali forniti sono già comprensivi degli incrementi di natura dinamica.

Figura 6-6 – Schema di carico 1 (dimensioni in [m])



	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 24 di 86

In relazione alle dimensioni della carreggiata, sono state considerate n.2 “corsie convenzionali” di larghezza 3,00m più una fascia parte rimanente di larghezza pari rispettivamente a 2,0m, per una larghezza totale di 10,0m.

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta.

Determinazione della larghezza di diffusione dei carichi mobili:

$$h_{\text{Ballast}} = 0,12 \text{ m}$$

$$h_{\text{soletta}} = 1,40 \text{ m}$$

$$h_{\text{ricoprimento}} = 0,80 \text{ m}$$

Secondo quanto riportato al § C5.1.3.3.7.1 della circolare 02.02.2009 n.617 Rif. [2], si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga $a=3,0 \text{ m}$ e lunga $b=2,20 \text{ m}$. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 30° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

Calcolo area di diffusione dei carichi:

$$a_1 = 3,00 + 2 \cdot (0,12 + 0,8 + 1.40/2) \cdot \text{tg}30^\circ = 4,87 \text{ m}$$

$$b_1 = 2,20 + 2 \cdot (0,12 + 0,8 + 1.40/2) \cdot \text{tg}30^\circ = 4,07 \text{ m}$$

Il carico distribuito equivalente totale dato dai carichi mobili sarà quindi la somma delle seguenti componenti:

$$Q_{1k,eq} = 600 / (a_1 \cdot b_1) = 30,26 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{1k} = 9,00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{acc,m} = \mathbf{39,26 \text{ kN/m}^2}$$

6.3.6 Accelerazione o frenata stradale

La forza di frenamento/accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 25 di 86

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L < 900 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata, pari a:

$L = 13,50 \text{ m}$. Si ha quindi:

$$q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 13,5 = 404,01 \text{ kN}$$

La forza calcolata è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza complessiva dello scatolare e include gli effetti di interazione:

$$Q_3 = q_3 / (w_1 \cdot L) = 404,01 / (3 \cdot 13,5) = \mathbf{8,26 \text{ kN/m}^2}$$

Avendo trascurato, conservativamente, la larghezza di diffusione del carico dovuta all'approfondimento dello scatolare. Tale carico non sarà tuttavia applicato nel modello di calcolo poiché agisce trasversalmente alla sezione dello scatolare.

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 pari a **14.5°** ed un'umidità relativa del 75% a 7 gg. Di seguito i calcoli eseguiti.

$f_{ck} =$ 32 Mpa *Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione*

$UR =$ 75 % *Umidità Relativa*

$\varepsilon_{co} =$ -0,304 ‰ *Deformazione per Ritiro da Essiccamento*

$A_c =$ 1,4 m² *Area della Sezione in Conglomerato*

$u =$ 24 m *Perimetro della Sezione in Conglomerato esposto all'Aria*

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	26 di 86

$h_0 =$	116,7 mm	<i>Dimensione Fittizia pari al rapporto $2A_d/u$</i>
$k_h =$	0,975	
$\varepsilon_{cd,\infty} =$	-0,296 ‰	<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>
$\varepsilon_{cs} =$	-0,351 ‰	<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	
$\Delta T_{eq} =$	-35,14 °C	
$\Delta T_{eq}(t_\infty) =$	-18,43 °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 $C_U = 1.5$.

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

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	27 di 86

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
15,28029

LATITUDINE
41,24098

☐ Ricerca per comune

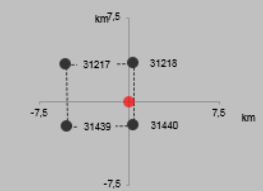
REGIONE
Puglia

PROVINCIA
Foggia

COMUNE
Orsara di Puglia

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito
 

Reticolo di riferimento
 

Controllo sul reticolo
☒ Sito esterno al reticolo
☐ Interpolazione su 3 nodi
☐ Interpolazione corretta

Interpolazione
 superficie rigata

- 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:

- 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	Categoria sottosuolo	Categoria topografica	Vita nominale	Classe d'uso	Accelerazione massima attesa in sito
------------------------------	----------------------	-----------------------	---------------	--------------	--------------------------------------

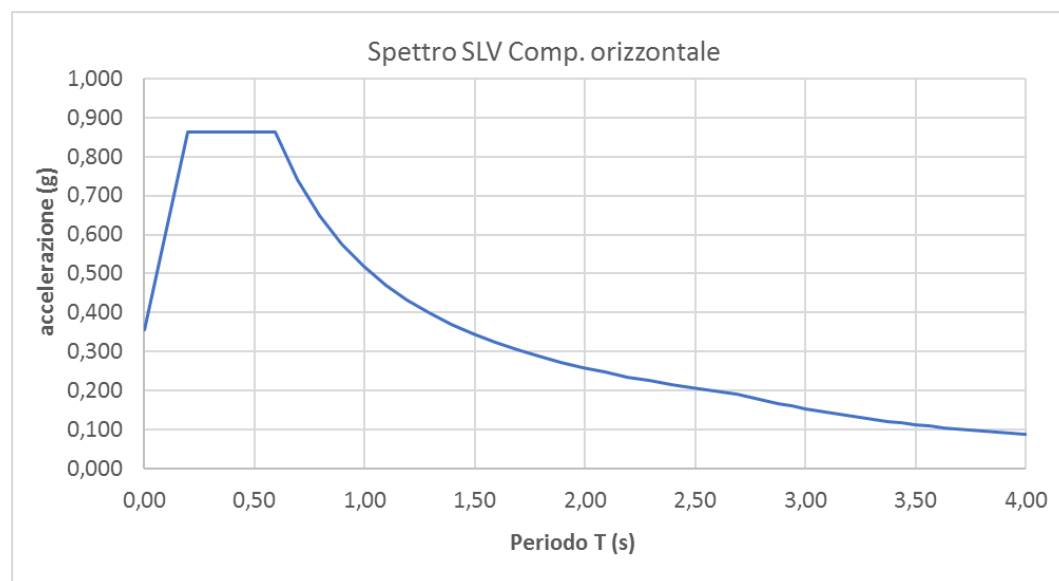
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	28 di 86

ag/g					ag _{max} /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 Sovraspinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovraspinta 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.

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 29 di 86

Per il calcolo delle azioni sismiche sui piedritti si assume il convoglio di progetto ripartito al livello dell'asse della soletta superiore e incrementato del coefficiente di adattamento e del coefficiente dinamico.

Non si considerano associate al convoglio azioni di frenatura in quanto l'azione sismica è in direzione trasversale alla canna del sottopasso. Si considera quindi il carico **LM71 + SW02** con un **coefficiente di partecipazione 0.20**. Di seguito si riporta il procedimento completo per la valutazione delle sovraspinte 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	
Categoria sottosuolo		A, B, C, D, E	C	
Coeff. amplificazione stratigrafica	S_s		1,302	
Coeff. amplificazione topografica	S_t		1,000	
Coefficiente S	S	$S_s \cdot S_t$	1,302	
accelerazione orizzontale max	a_{max}/g	$a_g/g \cdot S$	0,354	
Fattore di struttura	q		1.00	
Coeff. sismico orizzontale	k_h	a_{max}/g	0,354	
Coeff. sismico verticale	k_v	$\pm 0.5 \cdot k_h$	0,177	
Carico accidentale LM71 gravante sulla cop.	Q_v	(vedi § 6.3.2)	91,32	kN/m
Forza orizz. sulla sol. di cop.	F_{Hs}	$k_h \cdot (sp \cdot 25 + (\gamma z_1 + p_v) + 0.2 \cdot Q_v / (L + sp)) / 1.00$	34.05	kN/m²
Forza orizz. sui piedritti	F_{Hp}	$k_h \cdot (sp \cdot 25) / 1.00$	11.50	kN/m²

Spinta del terreno in fase sismica (Condizione *SPSDX*)

Risultante della spinta sismica	ΔS_E	$k_h \cdot \gamma \cdot (H_{int} + sp_s + sp_f)^2$	633,11	kN/m
Pressione risultante	Δp_E	$\Delta S_E / H$	76,28	kN/m²

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 30 di 86

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 ⁽¹⁾	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	ξ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	ξ_R	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

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	1,20	1	1	0	0	0	0	0
SLU_10	1,35	1,35	0	1,45	0	-0,9	1,20	1	1	0	0	0	0	0
SLU_11	1,35	1,35	1,45	0	0	-0,9	1,20	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_12	1,35	1,35	0	1,45	0	-0,9	1,20	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_13	1,35	1,35	1,45	0	0	-0,9	1,20	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_14	1,35	1,35	0	1,45	0	-0,9	1,20	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_15	1,35	1,35	0	0	0	-0,9	1,20	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_16	1,35	1,35	0	0	0	-0,9	1,20	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	1,20	1	1	0	0	0	0	0
SLU_26	1,35	1,35	0	1,16	1,16	-1,5	1,20	1	1	0	0	0	0	0
SLU_27	1,35	1,35	1,16	0	1,16	-1,5	1,20	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_28	1,35	1,35	0	1,16	1,16	-1,5	1,20	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_29	1,35	1,35	1,16	0	1,16	-1,5	1,20	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_30	1,35	1,35	0	1,16	1,16	-1,5	1,20	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_31	1,35	1,35	0	0	0	-1,5	1,20	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_32	1,35	1,35	0	0	0	-1,5	1,20	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

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	34 di 86

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_5	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	0,3	1	0,3
SS_6	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	0,3	-1	0,3
SS_7	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	0,3	1	0,3
SS_8	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	0,3	-1	0,3
SS_9	1	1	0,2	0	0	0,5	0	1	0,6	0	0,2	1	0,3	1

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	35 di 86

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
SS_10	1	1	0,2	0	0	0,5	0	1	0,6	0	0,2	1	-0,3	1
SS_11	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	1	0,6	0	0,2	1	0,3	1
SS_12	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	1	0,6	0	0,2	1	-0,3	1
SS_13	1	1	0,2	0	0	0,5	0	1	0,6	0	0,2	0,3	1	0,3
SS_14	1	1	0,2	0	0	0,5	0	1	0,6	0	0,2	0,3	-1	0,3
SS_15	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	1	0,6	0	0,2	0,3	1	0,3
SS_16	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	1	0,6	0	0,2	0,3	-1	0,3

Come descritto nel paragrafo § 6.3.1, i carichi QM e QT massimizzano rispettivamente il momento e il taglio sulla soletta di copertura per effetto dei carichi ferroviari.

Per quanto concerne la soletta di fondazione è necessario considerare invece la non contemporaneità dei carichi ferroviari e stradali, che rappresenta la condizione che massimizza le sollecitazioni sulla stessa.

Da un'analisi preliminare, i cui risultati sono esposti al § 9.1, si dimostra che le sollecitazioni sulla soletta inferiore, applicando o meno i carichi stradali contemporaneamente a quelli ferroviari nella condizione QM e QT, hanno variazioni trascurabili.

Per minimizzare il numero di combinazioni di carico, viene quindi considerata principalmente la contemporaneità dei carichi che rappresenta sicuramente la condizione più gravosa da un punto di vista geotecnico e per le rimanenti parti della struttura.

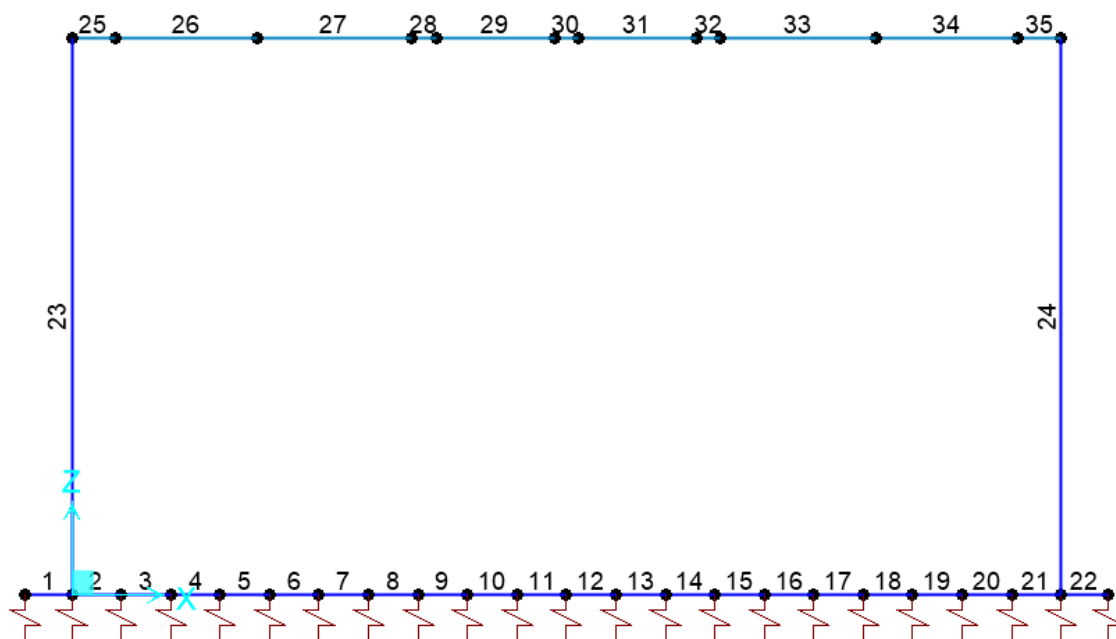
8. MODELLAZIONE STRUTTURALE

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 sezioni rettangolari 100x130cm per la soletta di coertura e 100x140cm per soletta di fondazione e piedritti. Di seguito uno schema 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					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 37 di 86

Nomenclatura elementi frame:

ID 1÷22: Soletta di fondazione

ID 23: Piedritto sx

ID 24: Piedritto dx

ID 25÷35: Soletta di copertura

Convenzione assi:

x = asse trasversale dello scatolare

y = asse longitudinale dello scatolare

z = asse verticale dello scatolare

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

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:

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

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.

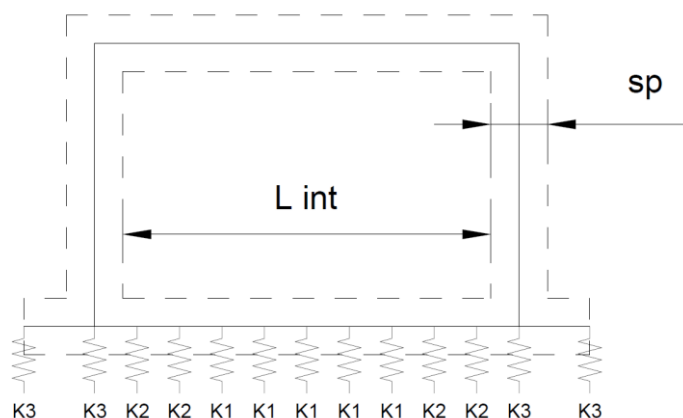
E_0	Modulo elastico a piccole deformazioni	367 Mpa
E	Modulo elastico fondazioni ($E_0/5$)	73,4 MPa
ν	Coefficiente di Poisson	0,3
B	Larghezza fondazione	14,9 m
L	Lunghezza fondazione ($L > B$)	155 m
c_t	Coefficiente di forma: $2 + 0,0089 \cdot (L/B)$	2,09 ($L/B > 10$)

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 38 di 86

Kw

2586,9 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:

$$K1 = K_w \cdot i = 1940,1$$

essendo: $i = (sp/2 + L \text{ int} + sp/2) / 20 = 0,75\text{m}$

Molle intermedie:

$$K2 = 1,5 \cdot K1 = 2910,3$$

Molle d'angolo:

$$K3 = 2 \cdot K_w \cdot (i/2 + sp/2) = 5303,1$$

Il valore della costante di sottofondo viene ripartito sulle molle inserite nel modello di calcolo.

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

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	39 di 86

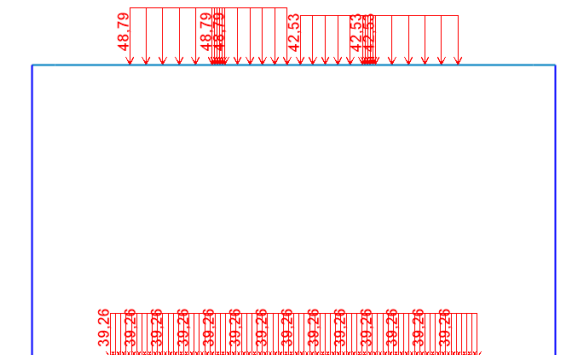


Figura 8-2 – Applicazione carichi Q_M

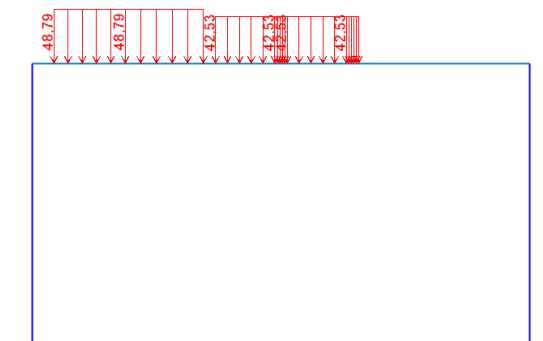


Figura 8-3 – Applicazione carichi Q_T1

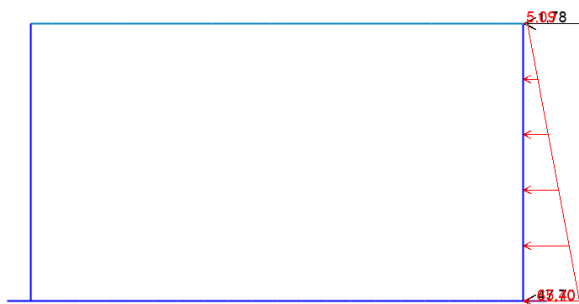


Figura 8-4 – Applicazione carichi SPT_dx

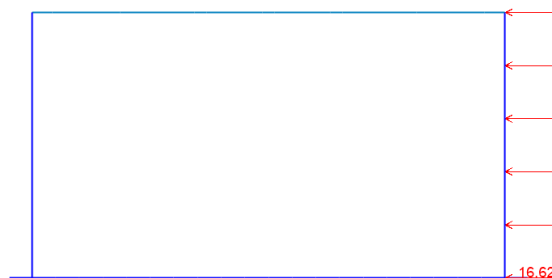


Figura 8-5 – Applicazione carichi SPAcc_dx

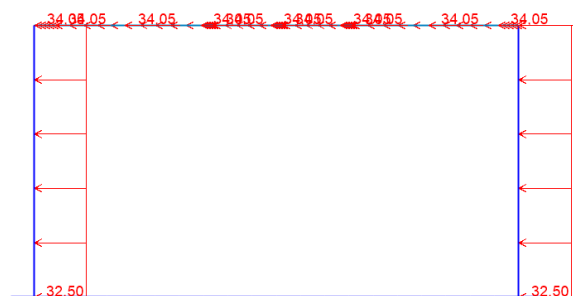


Figura 8-6 – Applicazione carichi SS_H

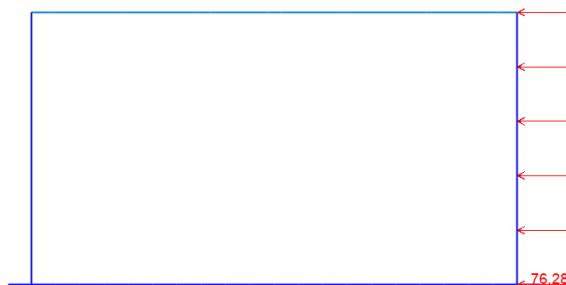


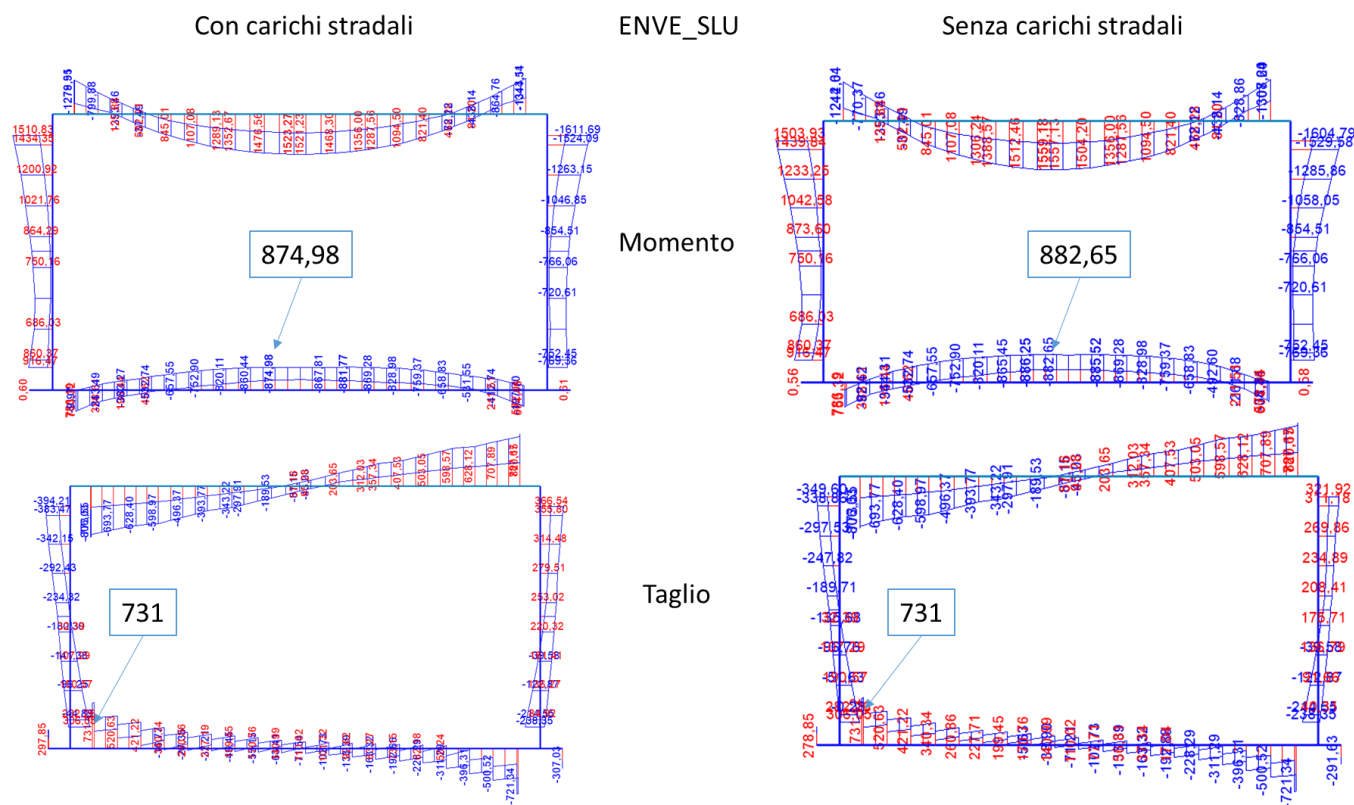
Figura 8-7 – Applicazione carichi SP_S

9. RISULTATI DELLE ANALISI

9.1 Confronto sollecitazioni per sollecitazioni soletta di fondazione

Si riporta di seguito il confronto in forma grafica dei risultati di calcolo ottenuti considerando o meno la contemporaneità di carichi ferroviari e stradali, come anticipato al § 7. In particolare vengono confrontate le sollecitazioni di taglio e i momenti in condizioni statiche e sismiche ottenuti inserendo o meno nel modello di calcolo i carichi stradali sulla soletta di fondazione.

Dal confronto dei diagrammi si evince che la variazione delle sollecitazioni risulta trascurabile.



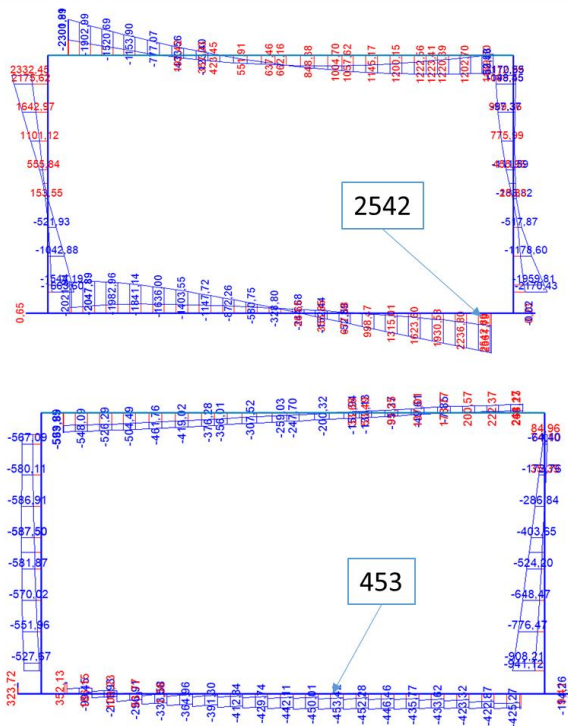
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	41 di 86

Con carichi stradali

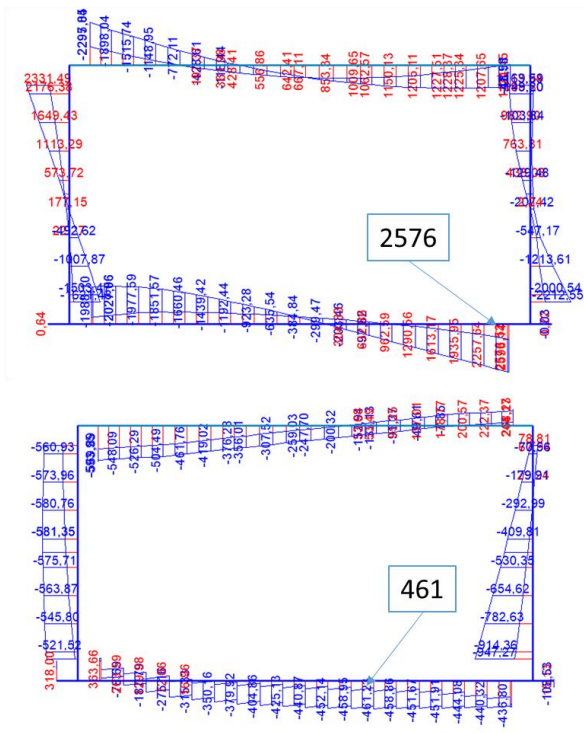
ENVE_SISMA

Senza carichi stradali



Momento

Taglio



9.2 Risultati analisi strutturali

Si riportano di seguito i risultati in forma grafica e tabellare per le combinazioni ENVE_SLU e ENVE_SISMA, rispettivamente inviluppi 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

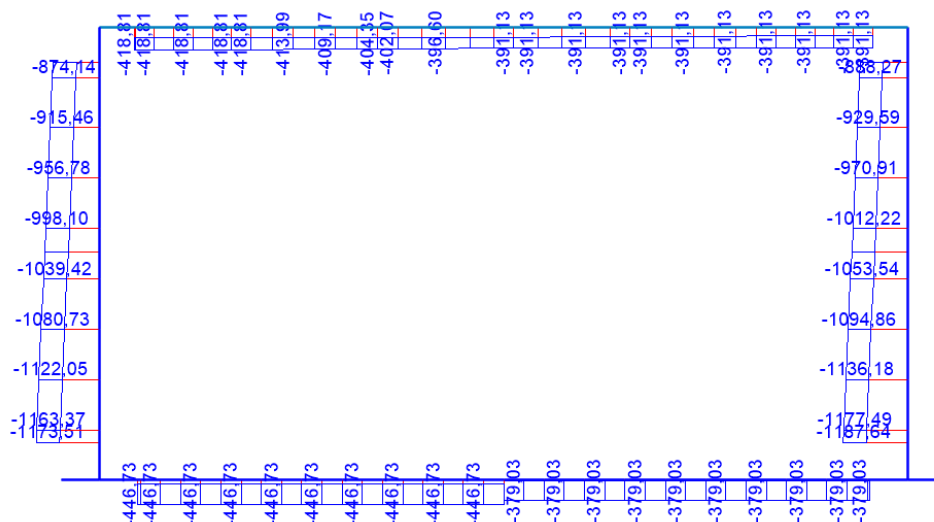
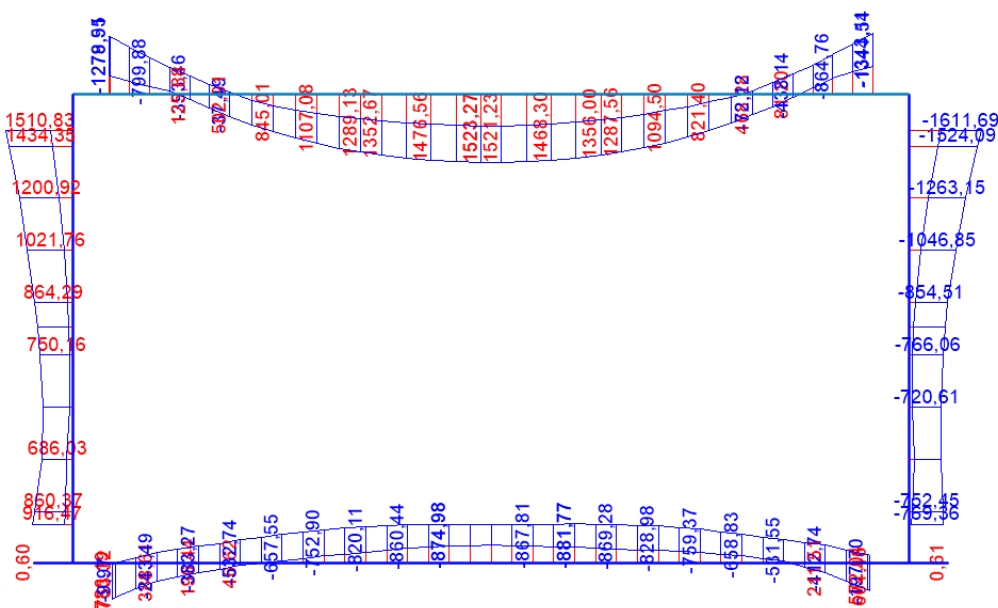


Figura 9-2 – Momenti flettenti ENVE_SLU



Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	43 di 86

Figura 9-3 – Sforzi di taglio ENVE_SLU

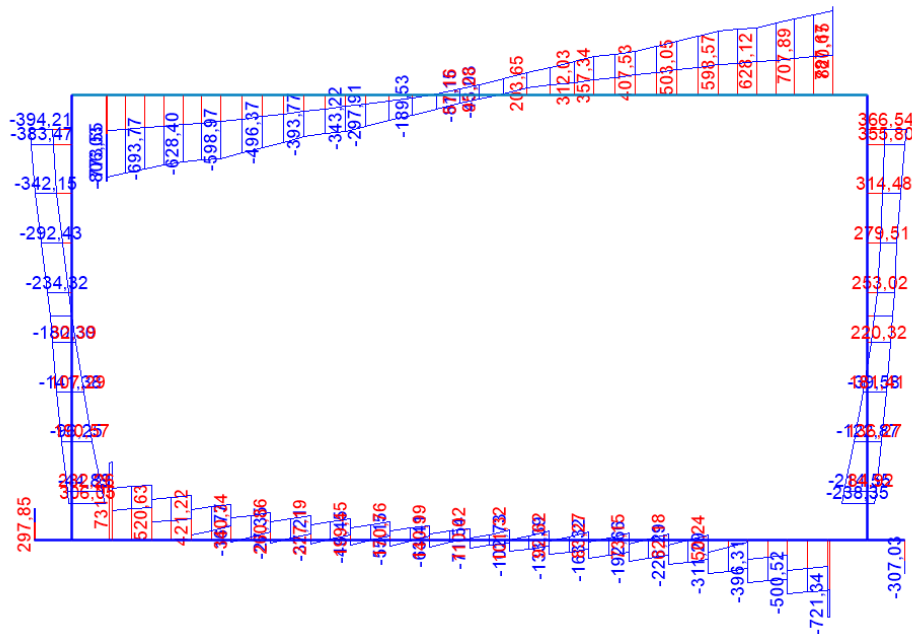
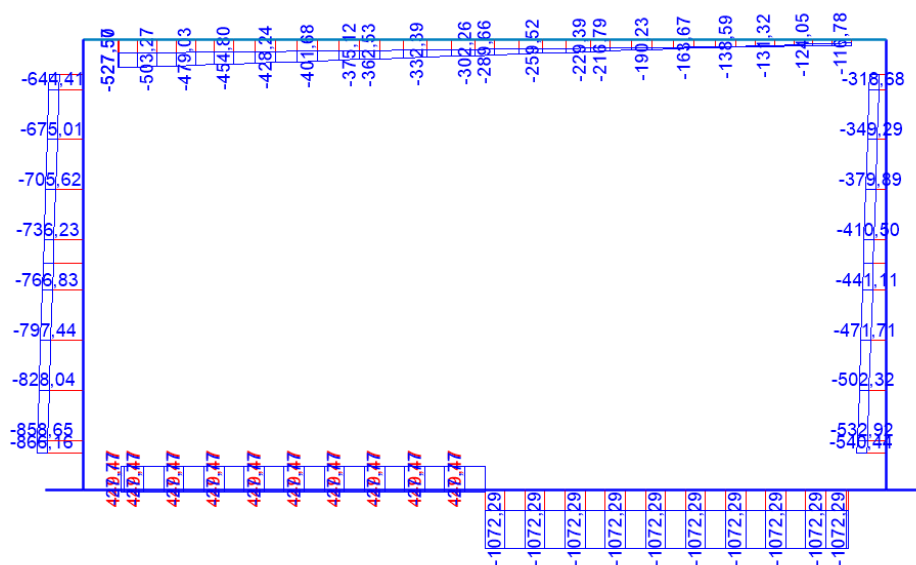


Figura 9-4 – Sforzi assiali ENVE_SISMA



Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	44 di 86

Figura 9-5 – Momenti flettenti ENVE_SISMA

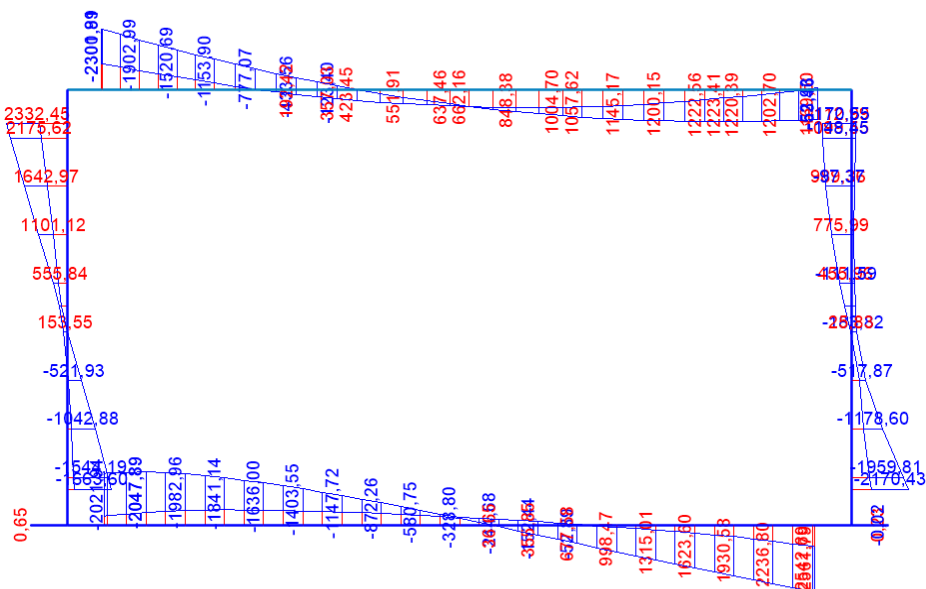
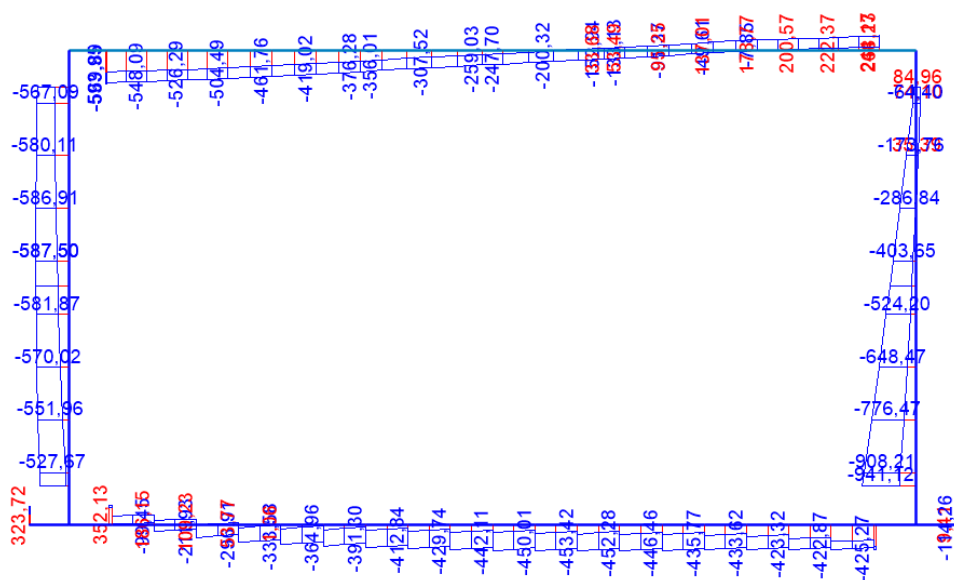


Figura 9-6 – Sforzi di taglio ENVE_SISMA



Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	45 di 86

Figura 9-7 – Sforzi assiali ENVE_SLE

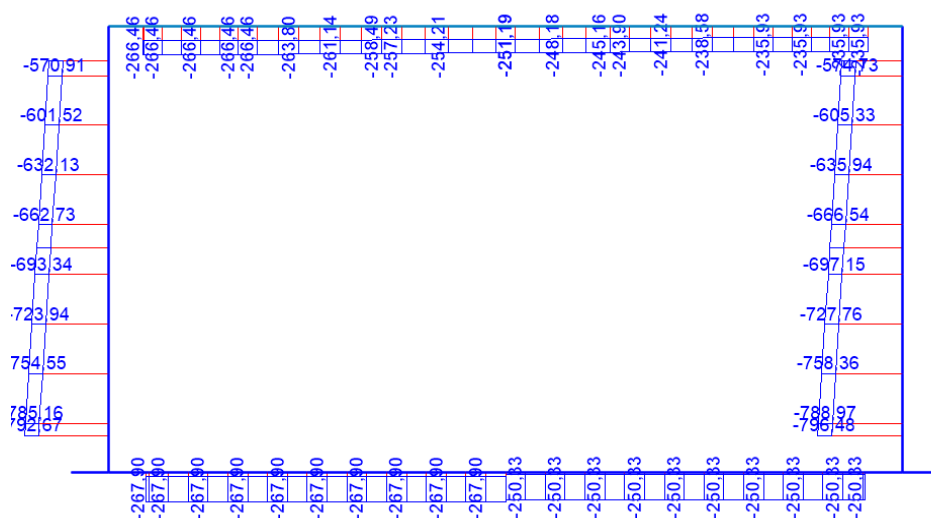
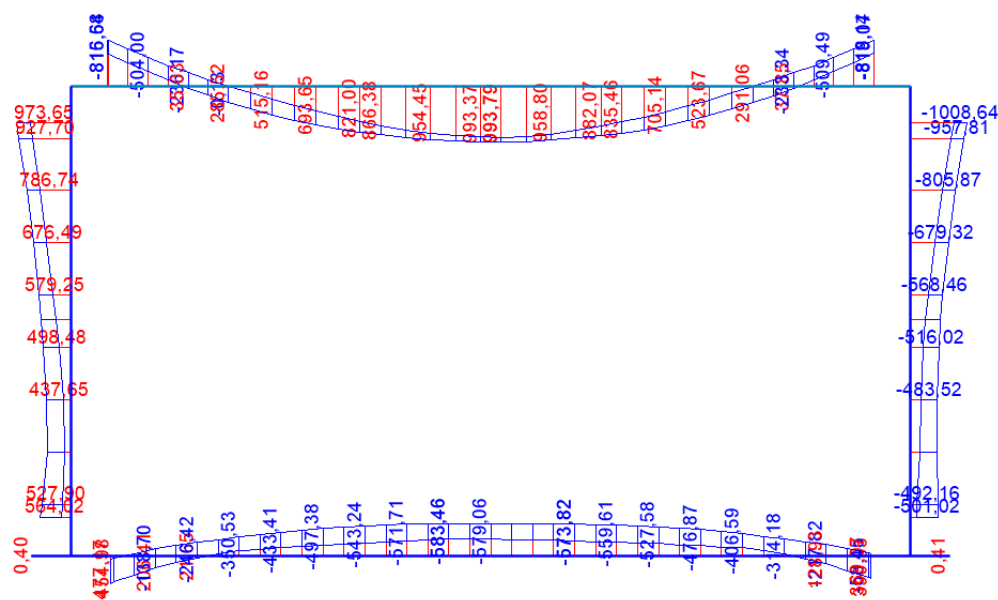


Figura 9-8 – Momenti flettenti ENVE_SLE



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.

- SOLETTA DI COPERTURA

Tabella 9-1 Sollecitazioni soletta di copertura ENVE_SLU

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V	M
25	0,648	SLU_35	-418,8	-719,7	-1279,9
35	0,002	SLU_18	-167,0	541,0	-833,9

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V	M
35	0,002	SLU_5	-323,4	719,3	-1344,5
29	1,77	SLU_1	-255,7	5,4	1523,3

 Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V	M
25	0,648	SLU_42	-361,8	-806,0	-1169,4
35	0,002	SLU_6	-266,4	820,2	-1197,6

Tabella 9-2 Sollecitazioni soletta di copertura ENVE_SISMA

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
25	0,648	SS_9	-527,6	-610,8	-2416,4
35	0	SS_9	-64,4	64,7	1283,8

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
25	0,648	SS_9	-527,6	-610,8	-2416,4
34	0,71167	SS_9	-112,9	-2,9	1310,8

 Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
25	0,648	SS_9	-527,6	-610,8	-2416,4
35	0,002	SS_8	-116,8	268,2	-53,5

Per quanto concerne le combinazioni di calcolo agli SLE, si riportano, conservativamente, i valori più gravosi derivanti dalla combinazione ENVE_SLE, involucro delle combinazioni agli SLE rara, frequente e quasi permanente.

Tabella 9-3 Sollecitazioni soletta di copertura ENVE_SLE

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
25	0,648	SLE_3	-266,5	-472,9	-816,6
35	0,002	SLE_2	-108,3	393,6	-595,7

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
30	0,37	SLE_1	-155,0	4,5	993,8
35	0,002	SLE_5	-187,8	468,7	-819,1

- PIEDRITTI

Tabella 9-4 Sollecitazioni piedritti ENVE_SLU

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
24	0,7	SLU_6	-1187,6	14,3	-401,2
23	7,7	SLU_8	-427,3	-194,0	512,0

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	48 di 86

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
24	7,7	SLU_5	-775,1	316,8	-1611,7
23	7,7	SLU_33	-775,5	-276,8	1510,8

 Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
23	7,7	SLU_41	-775,5	-394,2	1491,4
24	7,7	SLU_3	-745,9	366,5	-1387,2

Tabella 9-5 Sollecitazioni piedritti ENVE_SISMA

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
23	0,7	SS_12	-883,0	-621,6	-1818,9
24	7,7	SS_9	-106,1	-35,0	1237,2

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
24	0,7	SS_9	-337,0	-1041,9	-2325,8
23	7,7	SS_9	-652,1	-564,6	2456,7

 Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
24	0,7	SS_9	-337,0	-1041,9	-2325,8
24	7,7	SS_5	-309,5	85,0	-170,5

Tabella 9-6 Sollecitazioni piedritti ENVE_SLE

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
24	0,7	SLE_6	-796,5	5,1	-308,9
23	7,7	SLE_24	-431,1	-171,6	787,1

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
24	7,7	SLE_5	-509,9	183,9	-1008,6
23	7,7	SLE_1	-514,1	-166,3	973,6

- SOLETTA DI FONDAZIONE

Tabella 9-7 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE_SLU

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
2	0,7	SLU_8	-446,7	481,9	650,9
17	0,745	SLU_5	-20,3	50,2	-577,8

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
13	0,745	SLU_6	-77,4	27,1	-881,8
2	0,7	SLU_6	-398,9	729,4	786,2

 Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
21	0	SLU_36	-358,9	-721,3	519,7
2	0,745	SLU_6	-398,9	731,4	753,3

Tabella 9-8 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE_SISMA

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
21	0,045	SS_9	-1209,8	-432,9	2777,7
3	0,745	SS_9	587,0	27,4	-2248,7

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
3	0,745	SS_9	587,0	27,4	-2248,7
21	0,045	SS_9	-1209,8	-432,9	2777,7

 Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
14	0	SS_9	-1209,8	-490,5	412,4
2	0,745	SS_5	-27,8	352,1	-385,0

Tabella 9-9 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE_SLE

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
11	0,745	SLE_6	-267,9	65,7	-551,7
15	0,745	SLE_5	-18,4	32,0	-380,9

 Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
10	0,745	SLE_2	-67,5	34,4	-583,5
2	0,7	SLE_6	-267,9	492,4	477,2

10. VERIFICHE STR

10.1 Verifiche a pressoflessione

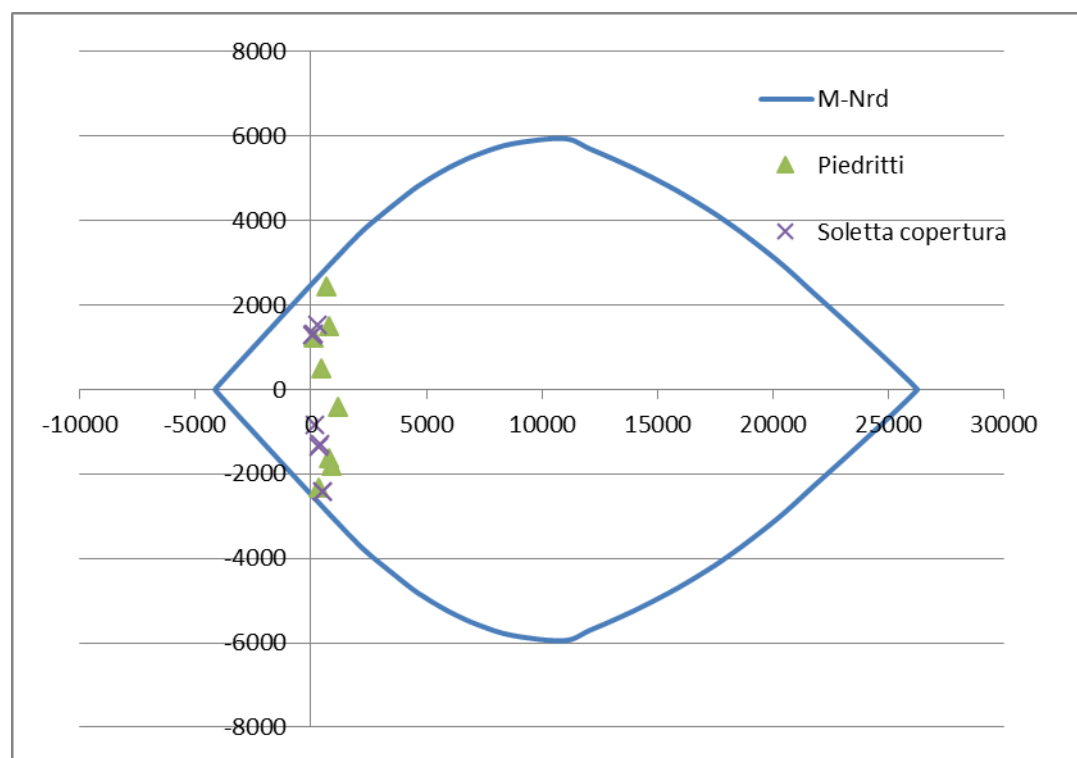
10.1.1 Soletta di copertura e piedritti

Le verifiche sono state effettuate su una sezione H=130cm, B=100cm, armata con Ø26/10cm superiori e inferiori, sia in campata che sugli appoggi. Il copriferro di calcolo è pari a 6 cm in asse armatura.

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 soletta di copertura e piedritti



La soletta di copertura e i piedritti risultano verificati per ogni condizione di carico. Il massimo rapporto tra coppia agente e resistente è pari a 0,93.

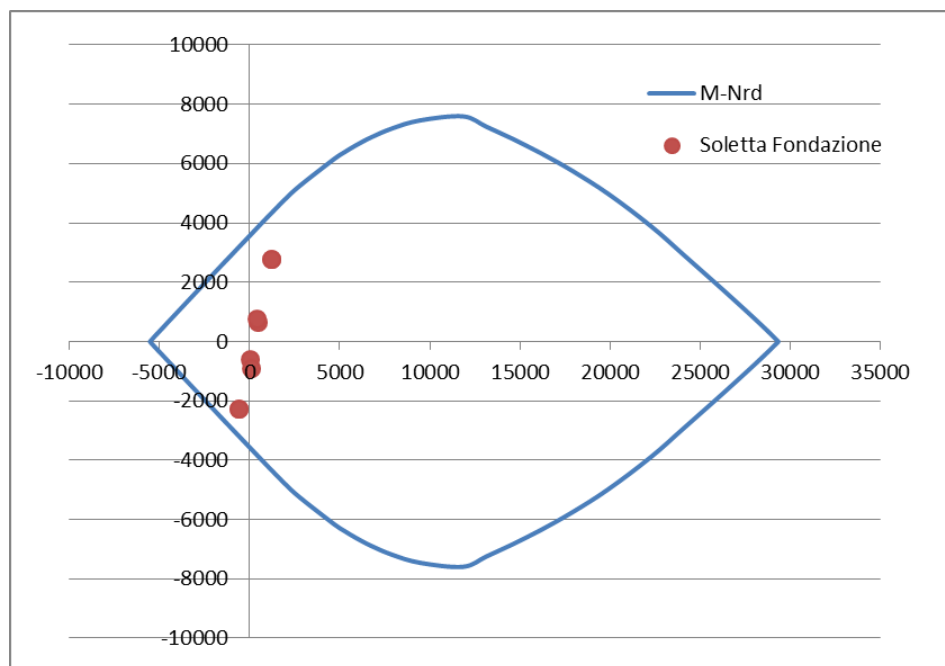
10.1.2 Soletta di fondazione

Le verifiche sono state effettuate su una sezione H=140cm, B=100cm, armata con Ø30/10cm superiori e inferiori, sia in campata che sugli appoggi. Il copriferro di calcolo è pari a 6 cm in asse armatura.

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 10-2 Verifica a pressoflessione



La soletta di fondazione e i piedritti risultano verificate per ogni condizione di carico. Il massimo rapporto tra coppia agente e resistente è pari a 0,88.

10.2 Verifiche a taglio

10.2.1 Soletta di copertura e piedritti

Per la verifica si considera una sezione H=130cm B=100cm, armata simmetricamente con Ø26/10cm.

La massima sollecitazione di taglio è ottenuta alla base del piedritto destro e vale:

$$V_{Ed} = 1042 \text{ kN.}$$

Di seguito le verifiche.

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	53 di 86

ALTEZZA [mm]	1300
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]	26
ARMATURA [mm ²]	5309,3

C_{rd}	0,120
k	1,402
ρ_l	0,0043

v_{rd} [MPa]	0,394
v_{min} [MPa]	0,318
Vrd [kN]	488,4

La verifica a taglio NON è soddisfatta.

Si provvede a disporre un'armatura al taglio costituita da spille $\varnothing 12$ per un minimo di n.20 spille/m² (n.5 spille nello spessore della soletta a passo 20 cm). Di seguito la verifica con armatura a taglio.

Φ Spille [mm]	12
n° bracci	5
Passo Spille [mm]	200,0
Area Spille/m [mm ² /m]	2827,4

C_{rd}	0,120
k	1,402
ρ_l	0,0043

v_{rd} [MPa]	0,394
v_{min} [MPa]	0,318
Vrd [kN]	488,4
VRsd [kN]	1234,7

Considerando il contributo dell'armatura a taglio, la verifica risulta soddisfatta.

10.2.2 Soletta di fondazione

Per la verifica si considera una sezione H=140cm B=100cm, armata simmetricamente con $\varnothing 30/10$ cm.

La massima sollecitazione tagliante vale:

$$V_{Ed} = 731,4 \text{ kN.}$$

Di seguito le verifiche.

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	54 di 86

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

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

La verifica a taglio NON è soddisfatta.

Si provvede a disporre un'armatura al taglio costituita da spille $\varnothing 12$ per un minimo di n.20 spille/m² (n.5 spille nello spessore della soletta a passo 20 cm). Di seguito la verifica con armatura a taglio.

Φ Spille [mm]	12
n° bracci	5
Passo Spille [mm]	200,0
Area Spille/m [mm ² /m]	2827,4

C_{rd}	0,120
k	1,386
ρ_l	0,0053

v_{rd} [MPa]	0,418
v_{min} [MPa]	0,313
Vrd [kN]	559,7
VRsd [kN]	1334,3

Considerando il contributo dell'armatura a taglio, la verifica risulta soddisfatta.

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: $w_1 = 0.2$ mm

Per le verifiche tensionali si considerano i seguenti valori (cfr. §§ 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2 NTC2018):

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 55 di 86

$$\sigma_{c,caratt.} = 0,6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,sls} = 0,8 \cdot f_{yk} = 255 \text{ MPa}$$

Di seguito le verifiche.

10.3.1 Soletta di copertura e piedritti

Le sollecitazioni di progetto sono le seguenti:

$$M_{ed} = 1009 \text{ kNm}$$

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{ed}	1009,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1240	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	5309	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	4524	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	329,37	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	82875062211	[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	4,01	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	166,30	[MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	1009	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	329,37	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	166,30	[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	$\rho_{p,eff}$	0,03540	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,09	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000633	[-]
		0,000633	[-]

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 56 di 86

Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	26,00 [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	$s_{r,max}$	260,88 [mm]
		260,88 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1650 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

La verifica è soddisfatta.

10.3.2 Soletta di fondazione

Le sollecitazioni di progetto sono le seguenti:

M_{ed} : 584 kNm

Di seguito la verifica.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	584,0 [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	$A's$	4524 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	394,04 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1,22845E+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	1,87 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	67,46 [MPa]

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	57 di 86

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	584	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	394,04	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	67,46	[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	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000179	[-]
		0,000202	[-]
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	$s_{r,max}$	244,23	[mm]
		244,23	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0494	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2	[mm]

La verifica è soddisfatta.

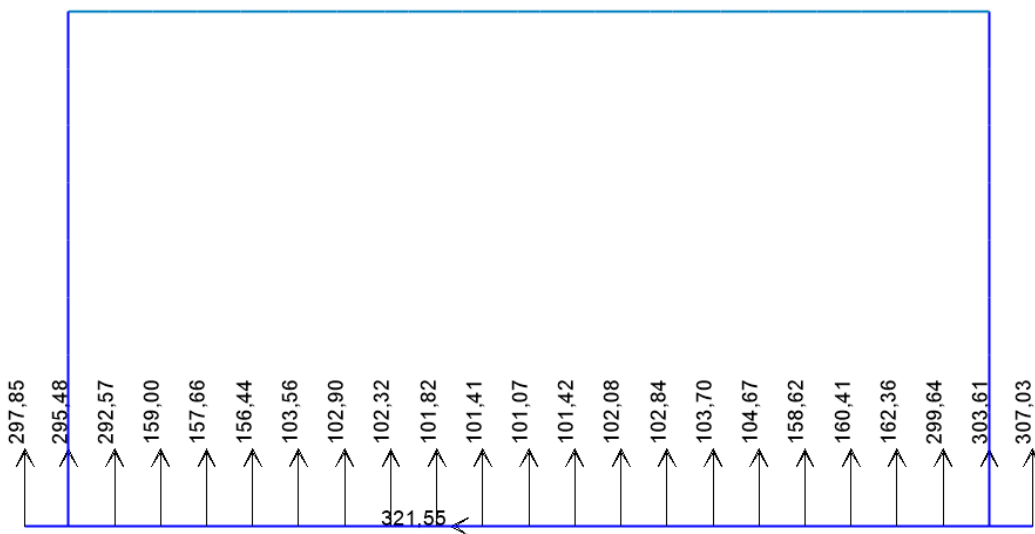
11. VERIFICHE GEO

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:

$$N = 3878,5 \text{ kN}$$

Di seguito le verifiche geotecniche.

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	59 di 86

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 ($e_B = M_b/N$)

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

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

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

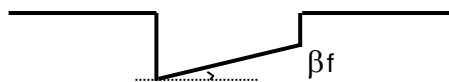
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'
Stato limite ultimo	○	1,00	1,30	1,25	1,25
Tensioni ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	⊗	1,00	1,00	1,00	1,00

(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 14,90 (m)
 L = 100,00 (m)
 D = 5,50 (m)



$\beta_f = 0,00$ (°)



$\beta_p = 0,00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	3878,50	0,00	3878,50
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

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	60 di 86

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 9,00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

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

$$Z_w = 3,10 \quad (\text{m})$$

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

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

$$B^* = 14,90 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 25,50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 9,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 37,75$$

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

$$N_c = 50,59$$

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

$$N_\gamma = 56,31$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

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

$$s_\gamma = 1,00$$

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	61 di 86

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

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

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

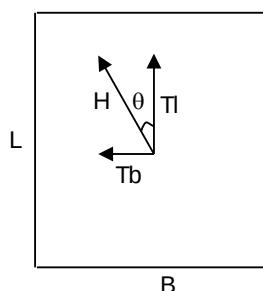
$$i_q = 1,00$$

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

$$i_c = 1,00$$

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

$$i_\gamma = 1,00$$



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

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

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

$$d_q = 1,09$$

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

$$d_c = 1,09$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

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

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	62 di 86

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

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

$$g_q = \qquad 1,00$$

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

$$g_c = \qquad 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \qquad 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 4826,06 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \qquad 260,30 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = \qquad 18,54$$

$$F_s > 2,3$$

La verifica è soddisfatta.

12. INCIDENZA ARMATURE

La struttura scatolare presenta un'incidenza di **111 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 scatolare SL01

Hsez	1.4	m
Bsez	1	m
Lsez	1	m
Vcls	1.4	m3
Ptot	154.73	kg/m3
Peso acciaio	7850	kg/m3
Incidenza media	110.52	kg/m3

Ferri longitudinali

	ϕ mm	$A\phi$ m2	n°barre -	Peso kg/m
<u>Strato superiore</u>	26	4.52E-04	10	35.14
<u>Strato inferiore</u>	26	4.52E-04	10	35.14
<u>Strato inferiore</u>	26	4.52E-04	5	17.57

Ferri trasversali

	ϕ mm	$A\phi$ m2	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	$A\phi$ m2	passo cm	n°bracci -	Peso kg/m
12	1.13E-04	20	5	34.62

13. CALCOLO DEI MURI A U

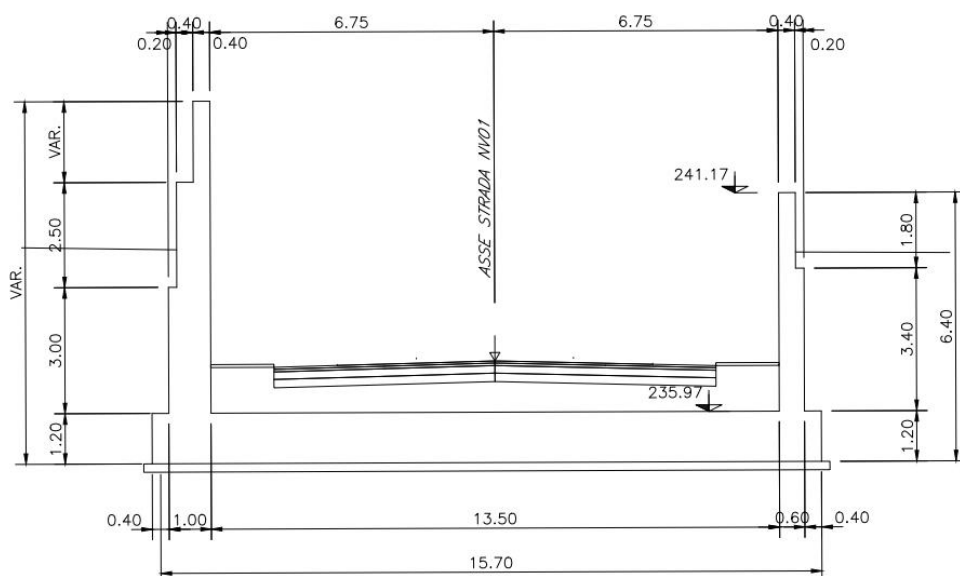
13.1 Descrizione

Di seguito si riporta il calcolo dei muri a U presenti all'imbocco del sottovia scatolare SL01.

La struttura di dimensioni maggiori ha una larghezza interna di 13,5m, mentre l'altezza dei piedritti è variabile dai 5m (muro di destra) agli 8m circa (muro di sinistra). I piedritti hanno sezione variabile da 0,4m in sommità a 0,6m al piede (muro di destra) e da 0,4m in sommità a 1,0m al piede (muro di sinistra). La soletta di fondazione ha uno spessore di 1,2m.

Di seguito un immagine della sezione di calcolo.

Figura 13-1 – Sezione trasversale muro d'ala Sottovia scatolare SL01



Per il dettaglio delle geometrie si faccia riferimento al Rif. [12]. Per i materiali si faccia riferimento al § 3.1 del presente documento.

13.2 Carichi di progetto

Sul muro a U oggetto di calcolo agiscono i carichi di seguito descritti.

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	65 di 86

13.2.1 Spinta delle terre piedritto sx

Coeff. Spinta a riposo	K_0	$1 - \tan(36^\circ) =$	0,412	
Pressione alla quota di sommità	p_1	$\gamma \cdot z_1 \cdot K_0 =$	0,00	kN/m ²
Pressione in asse sol. inf.	p_3	$\gamma \cdot z_3 \cdot K_0 =$	67,32	kN/m ²
Pressione alla quota di intradosso sol. inf.	p_4	$\gamma \cdot z_4 \cdot K_0 =$	72,02	kN/m ²
Spinta semispessore sol. sup.	F_1	$p_1 \cdot sp/2 =$	0,00	kN/m
Spinta semispessore sol. inf.	F_2	$(p_3 + p_4)/2 \cdot sp/2 =$	27,87	kN/m

dove:

$z_1 =$	0	m
$z_3 = h + sp/2$	8,60	m
$z_4 = z_3 + sp/2$	9,20	m

Sul piedritto è stato quindi applicato un carico concentrato simulante le spinte in sommità e sul semispessore della soletta inferiore, rispettivamente pari a F_1 e F_2 .

13.2.2 Spinta delle terre piedritto dx

Coeff. Spinta a riposo	K_0	$1 - \tan(36^\circ) =$	0,412	
Pressione alla quota di sommità	p_1	$\gamma \cdot z_1 \cdot K_0 =$	0,00	kN/m ²
Pressione in asse sol. inf.	p_3	$\gamma \cdot z_3 \cdot K_0 =$	43,84	kN/m ²
Pressione alla quota di intradosso sol. inf.	p_4	$\gamma \cdot z_4 \cdot K_0 =$	48,53	kN/m ²
Spinta semispessore sol. sup.	F_1	$p_1 \cdot sp/2 =$	0,00	kN/m
Spinta semispessore sol. inf.	F_2	$(p_3 + p_4)/2 \cdot sp/2 =$	11,55	kN/m

dove:

$z_1 =$	0	m
$z_3 = h + sp/2$	5,60	m
$z_4 = z_3 + sp/2$	6,20	m

Sul piedritto è stato quindi applicato un carico concentrato simulante le spinte in sommità e sul semispessore della soletta inferiore, rispettivamente pari a F_1 e F_2 .

13.2.3 Sovraccarico accidentale stradale mobile

Per tale carico si faccia riferimento al § 6.3.5.

13.2.4 Variazione termica

Per tale carico si faccia riferimento al § 6.4.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 66 di 86

13.2.5 Ritiro e viscosità del cls

Per tale carico si faccia riferimento al § 6.5.

13.2.6 Azione sismica di progetto

Per le caratteristiche del sisma di progetto si faccia riferimento al § 6.6.1.

13.2.7 Sovrappinta sismica piedritto sx

Spinta del terreno in fase sismica (Condizione SPSPDX)					
Risultante della spinta sismica	ΔS_E	$kh \cdot \gamma \cdot (H_{int} + sp_s + sp_t)^2$		569,52	kN/m
Pressione risultante	Δp_E	$\Delta S_E / H$		61,90	kN/m²

13.3 Combinazioni di carico

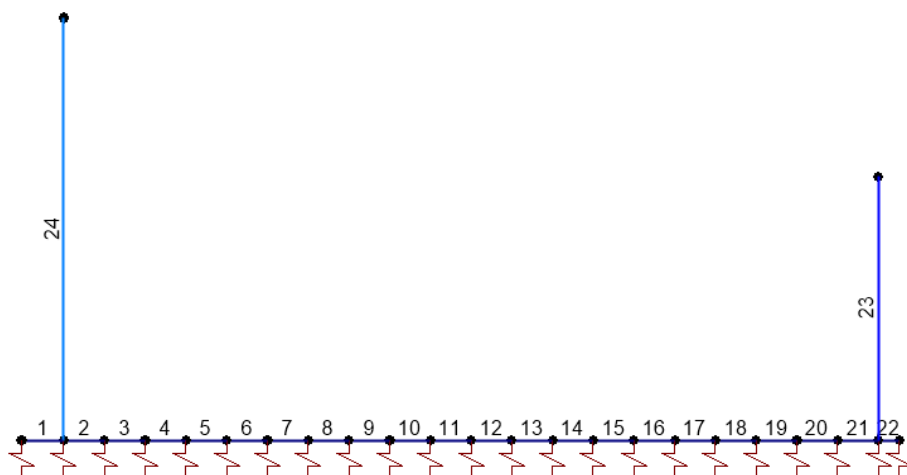
Per le combinazioni di carico si faccia riferimento al § 7.

13.4 Modello di calcolo

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del software SAP2000.

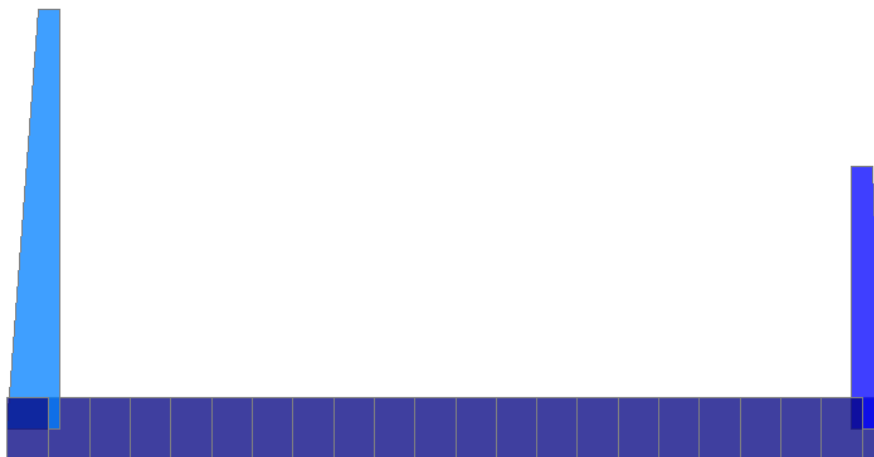
Il modello di calcolo attraverso il quale viene discretizzata la struttura è a telaio 2D. I componenti del manufatto sono stati modellati con elementi 1D “frame” di sezione rettangolare 100x120cm per soletta di fondazione e di sezione variabile 100x40 ÷ 100x100cm per i piedritti. Di seguito uno schema e una vista estrusa del modello di calcolo.

Figura 13-2 – Modello di calcolo



	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 67 di 86

Figura 13-3 – Modello di calcolo – Vista estrusa



Nomenclatura elementi frame:

ID 1÷22: Soletta di fondazione

ID 23: Piedritto sx

ID 24: Piedritto dx

Convenzione assi:

x = asse trasversale

y = asse longitudinale

z = asse verticale

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

13.5 Modellazione dell'interazione suolo-struttura

Per la modellazione dell'interazione suolo-struttura si faccia riferimento a quanto esposto al § 8.2.

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	68 di 86

13.6 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 13-4 – Sforzi assiali ENVE_SLU

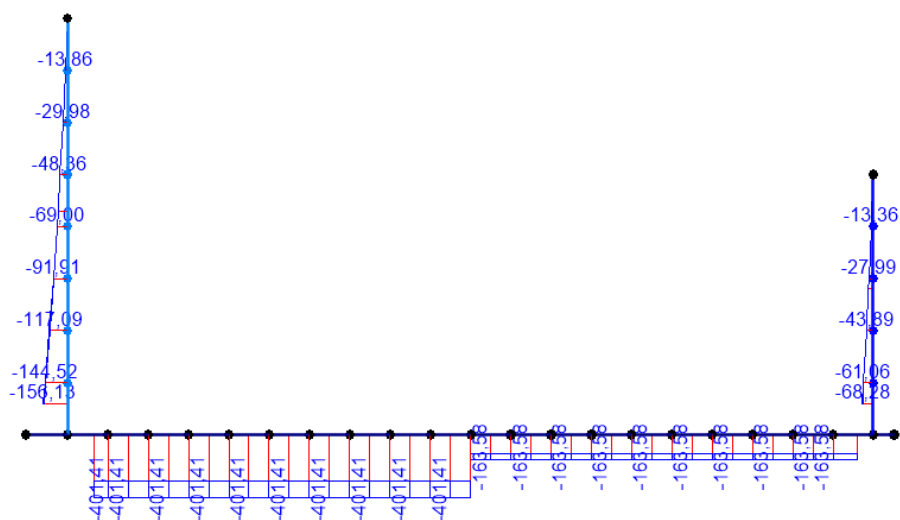
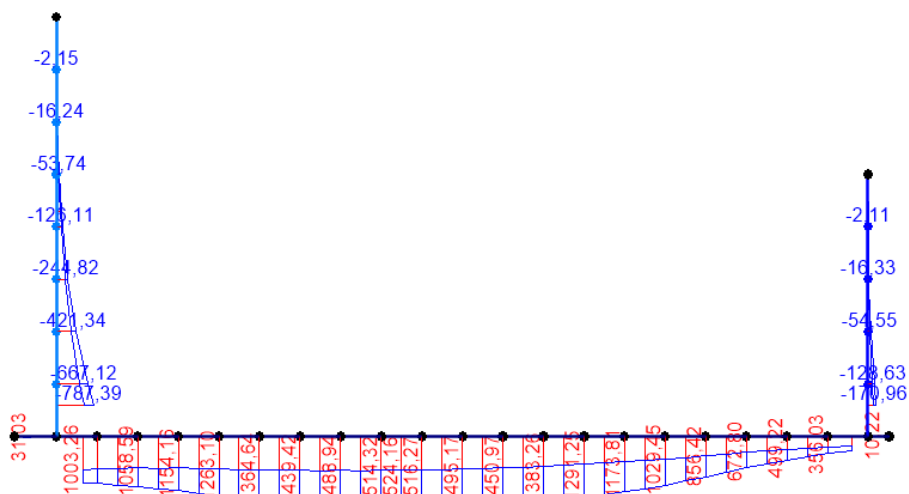


Figura 13-5 – Momenti flettenti ENVE_SLU



Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	69 di 86

Figura 13-6 – Sforzi di taglio ENVE_SLU

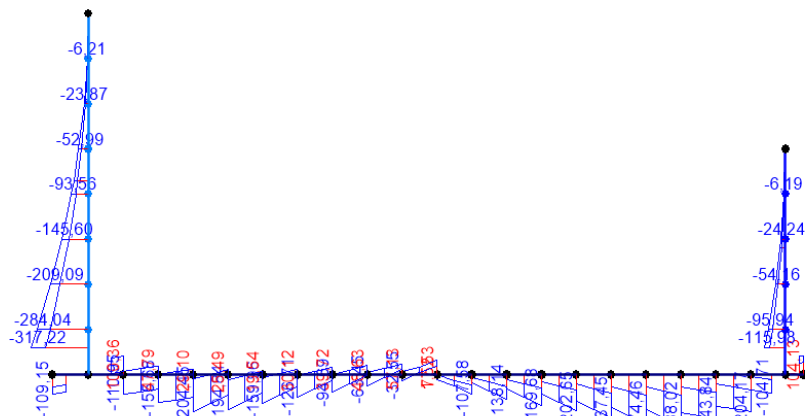


Figura 13-7 – Sforzi assiali ENVE_SISMA

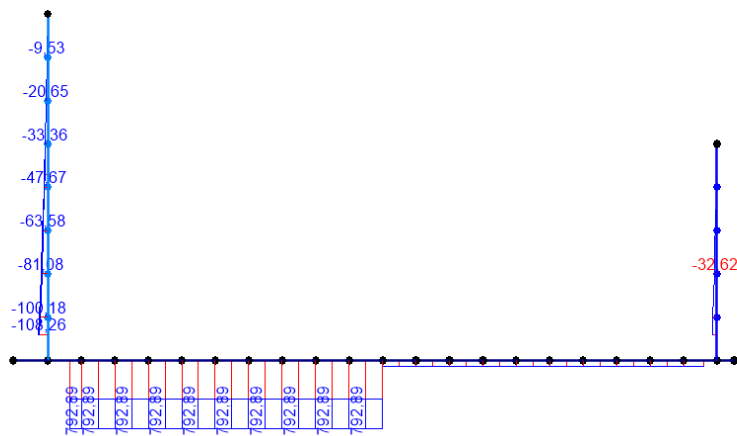
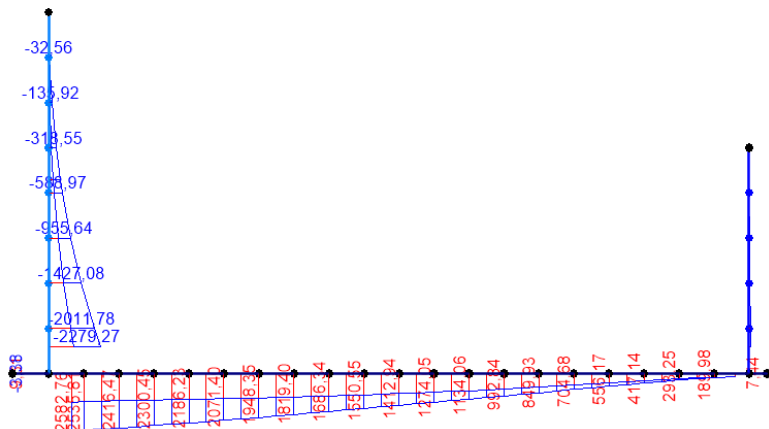


Figura 13-8 – Momenti flettenti ENVE_SISMA



Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	70 di 86

Figura 13-9 – Sforzi di taglio ENVE_SISMA

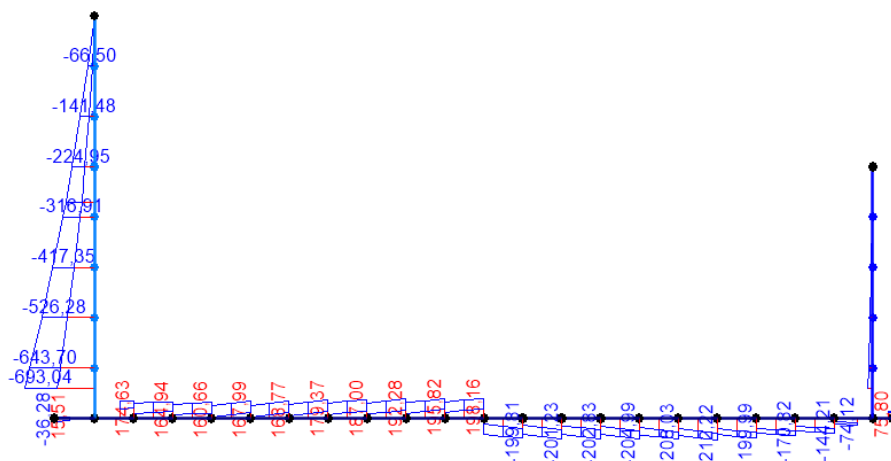
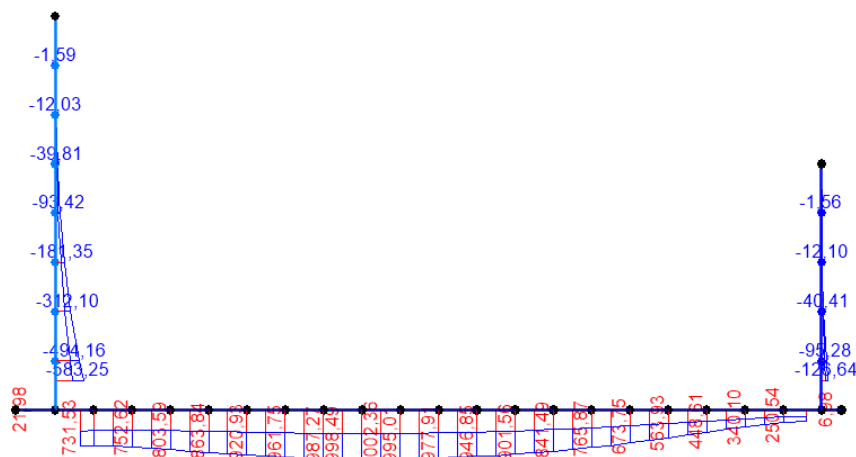


Figura 13-10 – Momenti flettenti ENVE_SLE



Si riportano di seguito le tabelle di verifica con l'indicazione delle sollecitazioni da considerare per le verifiche strutturali.

- PIEDRITTO DX

Tabella 13-1 Sollecitazioni di verifica al piede del piedritto dx ENVE_SLU

Frame	P	V2	M3
23	-67,7	-116,0	-171,0

Tabella 13-2 Sollecitazioni di verifica al piede del piedritto dx ENVE_SISMA

Frame	P	V2	M3
23	-50,8	-52,0	-76,8

Tabella 13-3 Sollecitazioni di verifica piedritto dx ENVE_SLE

Frame	M3
23	-126,6

- PIEDRITTO SX

Tabella 13-4 Sollecitazioni di verifica al piede del piedritto sx ENVE_SLU

Frame	P	V2	M3
24	-153,1	-317,2	-787,4

Tabella 13-5 Sollecitazioni di verifica al piede del piedritto sx ENVE_SISMA

Frame	P	V2	M3
24	-96,2	-693,0	-2279,3

Tabella 13-6 Sollecitazioni di verifica piedritto sx ENVE_SLE

Frame	M3
23	-583,3

- SOLETTA DI FONDAZIONE

Tabella 13-7 Sollecitazioni di verifica soletta di fondazione ENVE_SLU

P	V2	M3
-401,4	-288,0	1524,2

Tabella 13-8 Sollecitazioni di verifica soletta di fondazione ENVE_SISMA

P	V2	M3
-792,9	-212,2	2582,8

Tabella 13-9 Sollecitazioni di verifica soletta di fondazione ENVE_SLE

M3
1002,4

13.7 Verifiche STR

13.7.1 Verifiche a pressoflessione

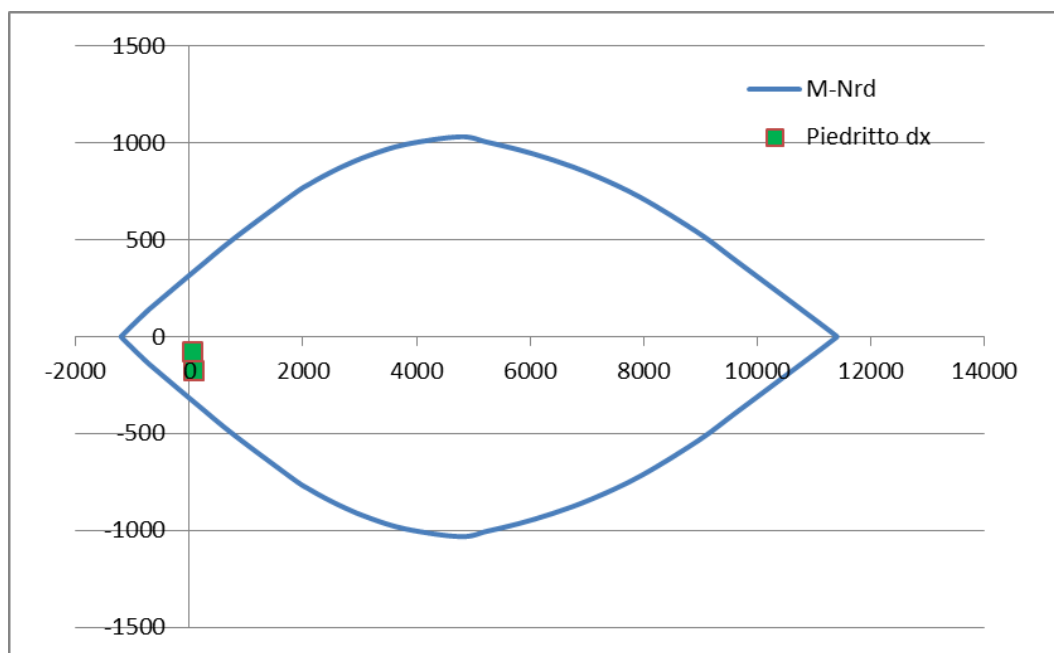
➤ **Piedritto dx**

Le verifiche sono state effettuate su una sezione H=60cm, B=100cm, armata simmetricamente con Ø14/10cm. Il copriferro di calcolo è pari a 6 cm in asse armatura.

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 13-11 Verifica a pressoflessione piedritto dx



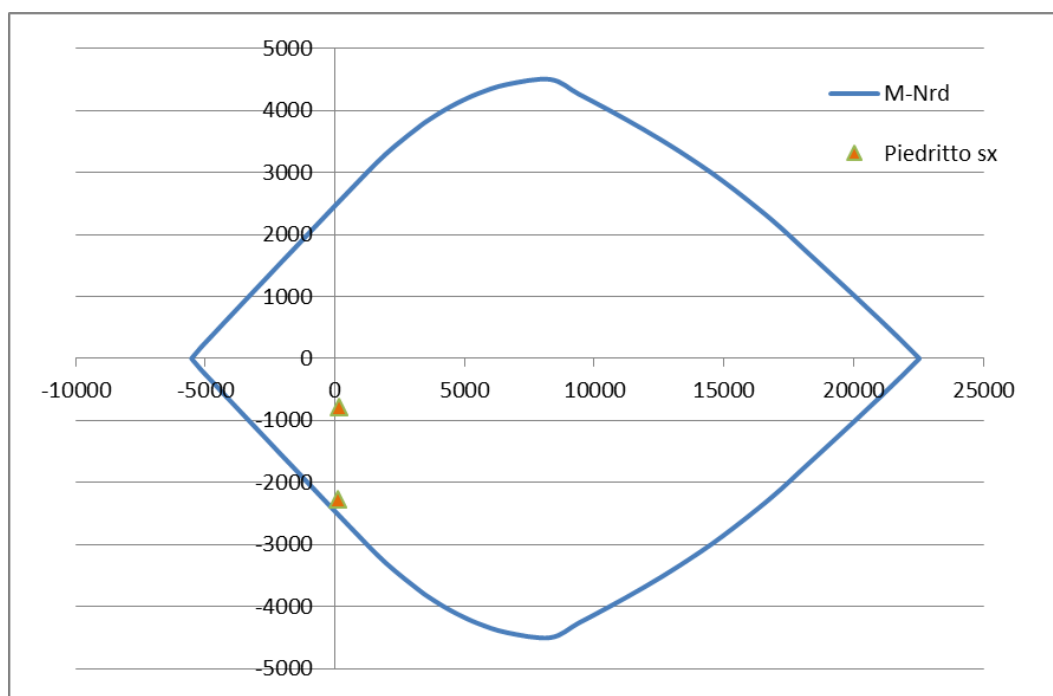
Il piedritto risulta verificato per ogni condizione di carico. Il massimo rapporto tra coppia agente e resistente è pari a 0,78.

➤ **Piedritto sx**

Le verifiche sono state effettuate su una sezione H=100cm, B=100cm, armata simmetricamente con Ø30/10cm. Il copriferro di calcolo è pari a 6 cm in asse armatura.

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 13-12 Verifica a pressoflessione piedritto sx



Il piedritto risulta verificato per ogni condizione di carico. Il massimo rapporto tra coppia agente e resistente è pari a 0,93.

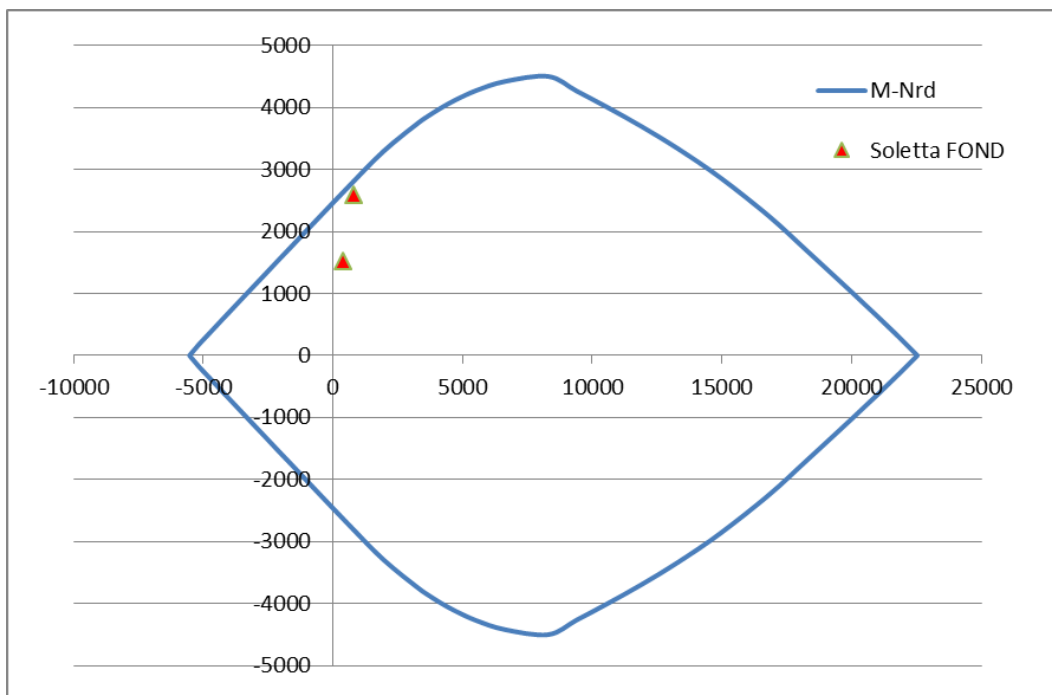
➤ **Soletta di fondazione**

Le verifiche sono state effettuate su una sezione H=60cm, B=100cm, armata simmetricamente con Ø30/10cm. Il copriferro di calcolo è pari a 6 cm in asse armatura.

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 13-13 Verifica a pressoflessione soletta di fondazione



La soletta di fondazione risulta verificata per ogni condizione di carico. Il massimo rapporto tra coppia agente e resistente è pari a 0,91.

13.7.2 Verifiche a taglio

➤ **Piedritto dx**

Per la verifica si considera una sezione H=60cm B=100cm, armata simmetricamente con Ø26/10cm.

La massima sollecitazione di taglio è ottenuta alla base del piedritto e vale:

$$V_{Ed} = 116 \text{ kN.}$$

Di seguito le verifiche.

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	76 di 86

ALTEZZA [mm]	600
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]	14
ARMATURA [mm ²]	1539,4

C_{rd}	0,120
k	1,609
ρ_l	0,0029

v_{rd} [MPa]	0,395
v_{min} [MPa]	0,391
Vrd [kN]	213,2

La verifica risulta soddisfatta.

➤ **Piedritto sx**

Per la verifica si considera una sezione H=100cm B=100cm, armata simmetricamente con Ø30/10cm.

La massima sollecitazione tagliante vale:

$$V_{Ed} = 693 \text{ kN.}$$

Di seguito le verifiche.

ALTEZZA [mm]	1000
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	1,461
ρ_l	0,0075

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

La verifica a taglio NON è soddisfatta.

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 77 di 86

Si provvede a disporre un'armatura al taglio costituita da spille $\varnothing 12$ per un minimo di n.20 spille/m² (n.5 spille nello spessore della soletta a passo 20 cm). Di seguito la verifica con armatura a taglio.

Φ Spille [mm]	12
n°bracci	5
Passo Spille [mm]	200,0
Area Spille/m [mm ² /m]	2827,4

C_{rd}	0,120
k	1,386
ρ_l	0,0053

v_{rd} [MPa]	0,495
v_{min} [MPa]	0,339
Vrd [kN]	465,7
VRsd [kN]	748,8

Considerando il contributo dell'armatura a taglio, la verifica risulta soddisfatta.

➤ **Soletta di fondazione**

Per la verifica si considera una sezione H=120cm B=100cm, armata simmetricamente con $\varnothing 30/10$ cm.

La massima sollecitazione tagliante vale:

$$V_{Ed} = 288 \text{ kN.}$$

Di seguito le verifiche.

ALTEZZA [mm]	1200
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	1,419
ρ_l	0,0062

v_{rd} [MPa]	0,451
v_{min} [MPa]	0,324
Vrd [kN]	514,3

La verifica risulta soddisfatta.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0100 001	REV. A	FOGLIO 78 di 86

13.7.3 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: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Per le verifiche tensionali si considerano i seguenti valori (cfr. §§ 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2 NTC2018):

$$\sigma_{c,caratt.} = 0,6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,sls} = 0,8 \cdot f_{yk} = 255 \text{ MPa}$$

Di seguito le verifiche.

➤ **Piedritto dx**

Le sollecitazioni di progetto sono le seguenti:

$$M_{ed} = 126,6 \text{ kNm}$$

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{ed}	126,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	540	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	4524	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	4524	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	180,27	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	11715587438	[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	1,95	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	58,31	[MPa]

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	79 di 86

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	126,6	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	180,27	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	58,31	[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	$h_{c,eff}$	139,909221	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	139909,221	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,03233	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,09	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000077	[-]
		0,000175	[-]
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	$s_{r,max}$	296,18	[mm]
		296,18	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0518	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2	[mm]

La verifica è soddisfatta.

➤ **Piedritto sx**

Le sollecitazioni di progetto sono le seguenti:

$$M_{ed} = 583,3 \text{ kNm}$$

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	583,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	940	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	4524	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	4524	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	256,88	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	39946910688	[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	3,75	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	149,62	[MPa]

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	80 di 86

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	583,3 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	256,88 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	149,62 [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	$\rho_{p,eff}$	0,03016 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,09 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000521 [-] 0,000521 [-]
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	0,1590 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

La verifica è soddisfatta.

➤ **Soletta di fondazione**

Le sollecitazioni di progetto sono le seguenti:

M_{ed} : 1002,4 kNm

Di seguito la verifica.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	1002,4 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1200 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	60 [mm]
Altezza utile della sezione	d	1140 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	7069 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	7069 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	335,15 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	89259494040 [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	3,76 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	135,58 [MPa]

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	81 di 86

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	1002,4 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	335,15 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	135,58 [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	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000520 [-]
		0,000520 [-]
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	0,1446 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

La verifica è soddisfatta.

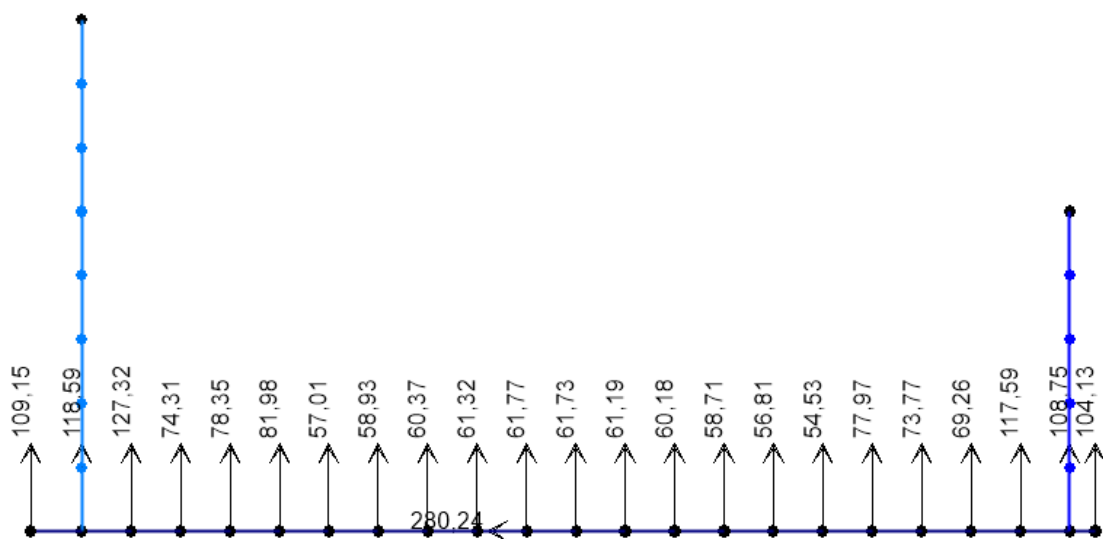
13.8 Verifiche GEO

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 13-14 – Reazioni molle in fondazione



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

$$N = 1793,7 \text{ kN}$$

Di seguito le verifiche geotecniche.

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	83 di 86

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 ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (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)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali		proprietà del terreno	
		azioni		$\tan \phi'$	c'
		permanenti	temporanee variabili		
Stato limite ultimo	○	1,00	1,30	1,25	1,25
Tensioni ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	●	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)



$\beta_f = 0,00$ (°)



$\beta_p = 0,00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1793,70	0,00	1793,70
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

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	84 di 86

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

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

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 37,75$$

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

$$N_c = 50,59$$

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

$$N_\gamma = 56,31$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,37$$

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

$$s_q = 1,36$$

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

$$s_\gamma = 0,80$$

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	85 di 86

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

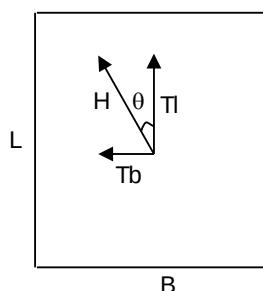
$$i_q = 1,00$$

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

$$i_c = 1,00$$

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

$$i_\gamma = 1,00$$



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

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

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

$$d_q = 1,03$$

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

$$d_c = 1,03$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

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

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

Sottovia scatolare SL01 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	SL0100 001	A	86 di 86

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

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

$$g_q = \qquad 1,00$$

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

$$g_c = \qquad 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \qquad 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 4826,06 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \qquad 260,30 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = \qquad 18,54$$

$$F_s > 2,3$$

La verifica è soddisfatta.