

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA AV/AC VERONA - PADOVA**

**SUB TRATTA VERONA – VICENZA**

**1° SUB LOTTO VERONA - MONTEBELLO VICENTINO**

**SOTTOVIA**

SL09 - PROLUNGAMENTO SOTTOVIA ESISTENTE AL km. 29+665

RELAZIONE DI CALCOLO

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A.	SCALA:
<b>ATI bonifica</b> Progettista integratore	Consorzio IRICAV DUE Il Direttore		-
Franco Persio Bocchetto Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n° 8664 – Sez. A settore Civile ed Ambientale			

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

I	N	0	D	0	0	D	I	2	C	L	S	L	0	9	0	0	0	0	1	B
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

<b>ATI bonifica</b>	VISTO ATI BONIFICA	
	Firma	Data
	Ing. F.P. Bocchetto	Maggio 2015

Progettazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	EMISSIONE	F.Galdiero	Maggio 2015	S.Grimaldi	Maggio 2015	P. Polidori	Maggio 2015	Ing Alberto Checchi iscritto all'Ordine degli Ingegneri  Provincia di Roma al n°12414 - Sez. A settore Civile e Ambientale  Luglio 2015
B	REVISIONE PER ISTRUTTORIA	F.Galdiero	Luglio 2015	S.Grimaldi	Luglio 2015	P. Polidori	Luglio 2015	

File: IN0D00DI2CLSL0900001B_00A.DOC	CUP: J41E91000000009	n. Elab.:
	CIG: 3320049F17	

## Sommario

1	PREMESSA.....	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO.....	4
2.1	Unità di misura.....	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	7
3.1	Documenti Referenziati .....	7
4	ALLEGATI.....	8
5	MATERIALI UTILIZZATI.....	9
5.1	Calcestruzzo C32/40 MPA.....	9
5.2	Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450 C .....	10
6	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	11
6.1	Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto.....	11
6.2	Falda di progetto.....	12
6.3	Interazione terreno-struttura .....	12
6.4	Classificazione sismica.....	13
7	ANALISI DEL SOTTOVIA.....	13
7.1	Analisi dei carichi .....	14
7.1.1	Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati (condizione PERM).....	14
7.1.2	Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX).....	15
7.1.3	Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACC-M).....	17
7.1.4	Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizioni SPACCSX e SPACCDX).....	18
7.1.5	Frenatura e avviamento (condizione AVV).....	18
7.1.6	Azioni termiche (condizione: TERM) .....	19
7.1.7	Ritiro (condizione: RITIRO).....	19
7.1.8	Azioni della falda (condizione: SPW).....	19
7.1.9	Azioni sismiche .....	20
7.2	Combinazioni di carico.....	24
8	MODELLAZIONE ADOTTATA .....	34
9	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	36
10	VERIFICHE AGLI SLU ED AGLI SLE (STR).....	39
10.1	SEZIONE 1 - estremi fondazione .....	40
10.2	SEZIONE 2 - campata fondazione .....	42
10.3	SEZIONE 3 – piede ritri .....	44

10.4	SEZIONE 4 – testa ritti .....	46
10.5	SEZIONE 5 – estremi copertura .....	48
10.6	SEZIONE 6 – campata copertura .....	50
11	OPERE PROVVISORIALI.....	52
12	VALUTAZIONE MURI IMBOCCO .....	56
12.1.1	Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati (condizione PERM).....	57
12.1.2	Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX) .....	57
12.1.3	Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACC-M).....	58
12.1.4	Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizioni SPACCSX e SPACCDX).....	58
12.1.5	Azioni della falda (condizione: SPW).....	58
12.1.6	Azioni sismiche .....	59
12.1.7	Combinazioni di carico.....	62
12.1.8	Modellazione adottata.....	70
12.1.9	Analisi delle sollecitazioni e verifiche – Sezione di calcolo 1 .....	72
12.1.10	Verifiche agli SLU ed agli SLE (STR) – Sezione di calcolo 1 .....	82
12.1.11	Verifiche a taglio .....	86
12.1.12	Verifiche tensionali agli Stati Limite di Esercizio.....	88
12.1.13	Verifiche a fessurazione.....	92
12.1.14	Verifiche agli SLU ed agli SLE (STR) – Sezione di calcolo 2.....	94
12.1.15	Verifiche a taglio .....	97
12.1.16	Verifiche tensionali agli Stati Limite di Esercizio.....	98
12.1.17	Verifiche a fessurazione.....	100
12.1.18	Verifiche geotecniche – Sezione di calcolo 2 .....	101
12.1.19	valutazione delle incidenze .....	101
13	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	103
13.1	Verifica allo stato limite di sollevamento.....	103
14	VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE .....	103

## 1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi al Progetto Definitivo della tratta AV/AC Verona-Padova, subtratta Verona Porta Vescovo – Montebello Vicentino.

Il documento è stato riemesso in revisione B, successivamente alla istruttoria Italferr.

## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione ha per oggetto le analisi e le verifiche del prolungamento del sottovia al km 29+669.57 della tratta A.V./A.C. Verona-Padova, subtratta Verona Porta Vescovo – Montebello Vicentino.

Il sottovia è costituito da una struttura scatolare di tipo classico, di dimensioni interne 13.80x5.50 m, con piedritti di spessore pari a 1.00 m, soletta di copertura di spessore pari a 1.00 m e soletta di fondazione di spessore pari a 1.00 m.

Si riportano, di seguito, alcune viste delle opere in progetto.

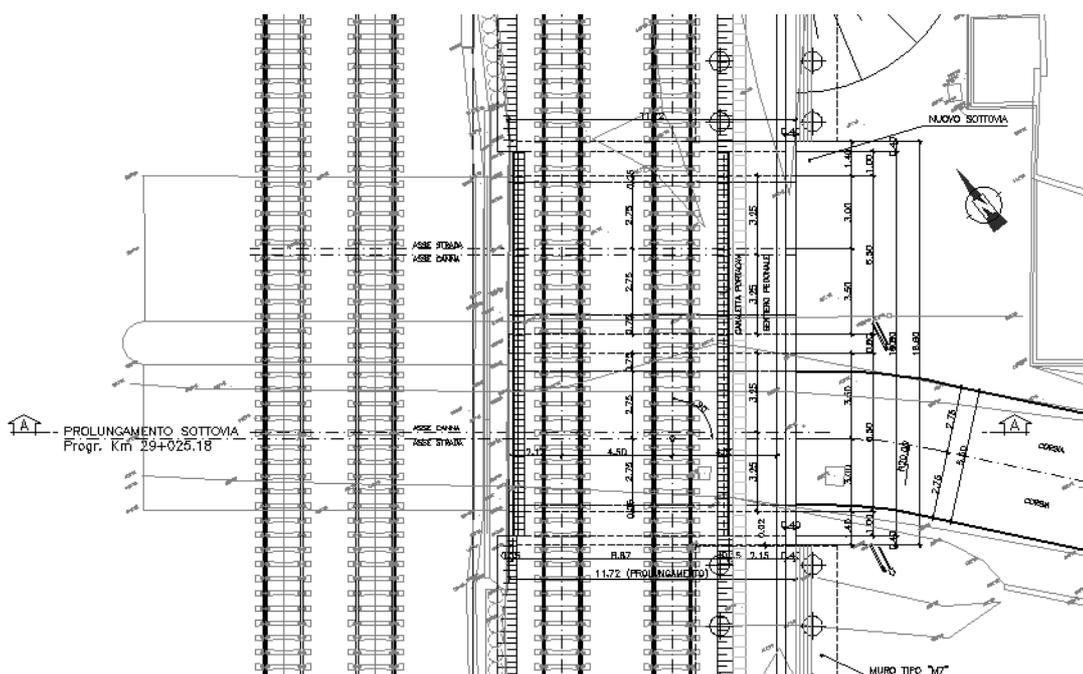


Figura 1 – Vista dall'alto

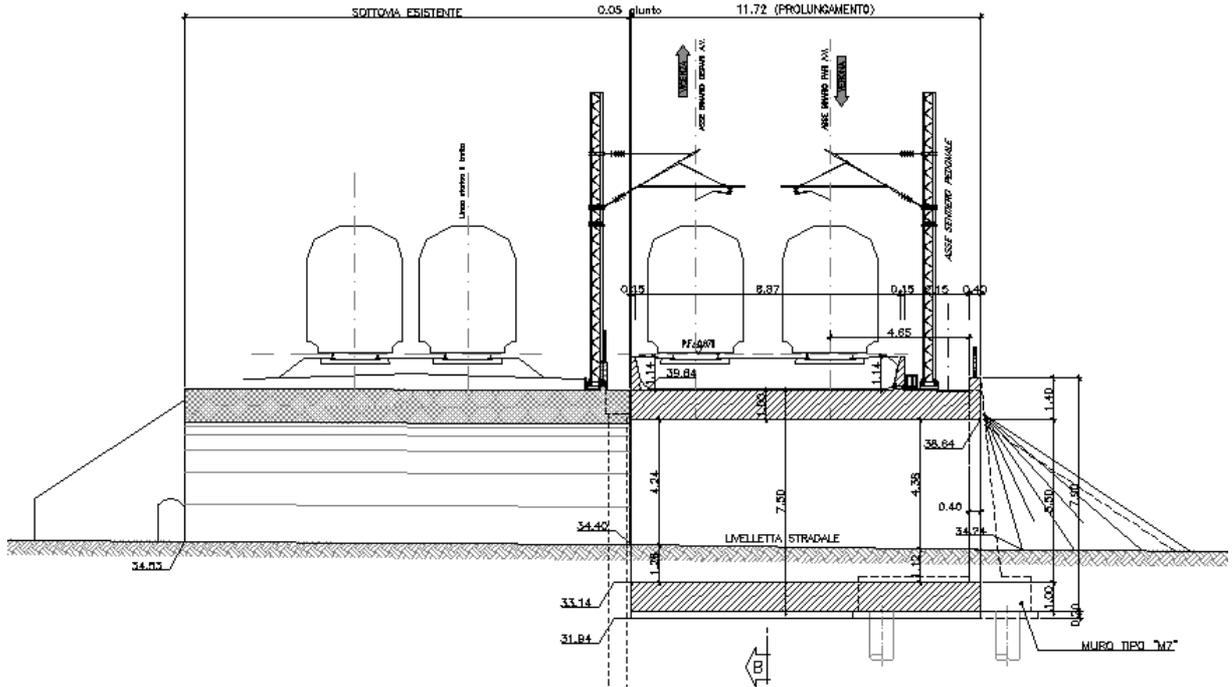
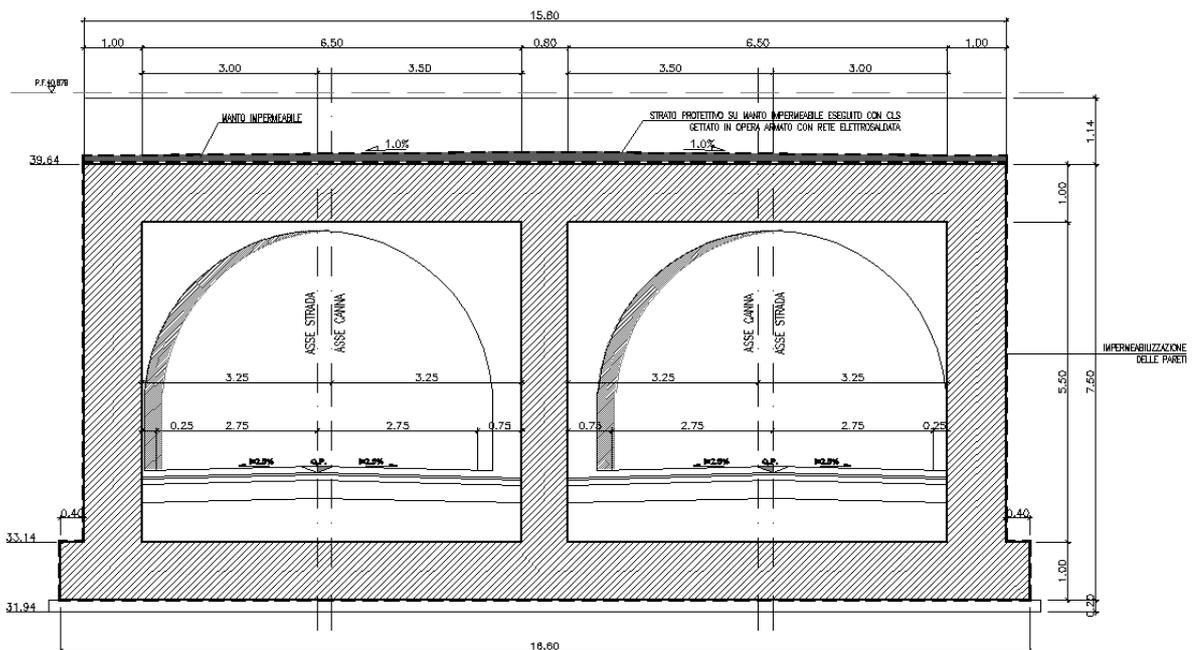


Figura 2 - Sezione longitudinale



 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: OPERE D'ARTE: SL10 PROLUNGAMENTO SOTTOVIA Km 29+670 – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	<b>IN0D 00 DI2 CL SL090000 1B</b>	<b>Pag. 6 di 103</b>

### Figura 3 - Sezione trasversale

Per maggiori approfondimenti sulle geometrie delle diverse parti dell'opera si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

## 2.1 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella relazione:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [Mpa]

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: OPERE D'ARTE: SL10 PROLUNGAMENTO SOTTOVIA Km 29+670 – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	<b>IN0D 00 DI2 CL SL090000 1B</b>	<b>Pag. 7 di 103</b>

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

Si riporta nel seguito l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- Legge 5-1-1971 n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009,n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- UNI EN 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- UNI EN 206-1-2001: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

Si riporta, ora, l'elenco delle norme tecniche, delle circolari e delle istruzioni F.S. delle quali si è tenuto conto.

- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A: Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A: Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario;
- Manuale di progettazione ITALFERR.

#### 4 ALLEGATI

Il presente documento è corredato dai seguenti allegati

- *SL10 - Prolungamento sottovia Km 29+670 -  
PIANTE*
- *SL10 - Prolungamento sottovia Km 29+670 -  
SEZIONI*
- *PROFILI GEOTECNICI*

## 5 MATERIALI UTILIZZATI

### 5.1 CALCESTRUZZO C32/40 MPA

Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_c = 33300 \text{ N/mm}^2$
Modulo di Poisson	$\nu = 0.20$
Densità di Massa	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente di espansione termica:	$\alpha = 1.00\text{E-}05 \text{ m/}^\circ\text{C}$

#### Stato Limite Ultimo

Resistenza di calcolo a compressione semplice	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m,$
dove $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$	$f_{cd} = 18.1 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m,$
	$f_{ctd} = 1.40 \text{ N/mm}^2$

#### Stati Limite di Esercizio

Tensioni limite di compressione:

in combinazione di carico rara:  $\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 19.2 \text{ Mpa}$

in combinazione di carico quasi permanente:  $\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$

#### Stato limite apertura delle fessure

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

**Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione**

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

I valori limite sono pari a:

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

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Nel caso in esame le verifiche a fessurazione sono condotte in condizioni ambientali aggressive e considerando un'armatura poco sensibile, pertanto si adotteranno i valori limite:

$$w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad \text{per la combinazione di carico frequente}$$

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \quad \text{per la combinazione di carico quasi permanente}$$

### Stato Limite Ultimo

età del cls in giorni, all'inizio del ritiro  $t_s = 2 \text{ gg}$ ,

età del cls in giorni, al momento del carico  $t_0 = 2 \text{ gg}$ ,

età del cls in giorni per calcolo da ritiro  $t = 365 \text{ gg/a} \times 150 \text{ a} = 54750 \text{ gg}$ ,

## 5.2 ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C

B450 C (controllato in stabilimento)

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$  tensione caratteristica di snervamento

$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ MPa}$  tensione caratteristica di calcolo

$E_s = 210'000 \text{ MPa}$  modulo elastico

$\sigma_s = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$  tensione limite

## 6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

### 6.1 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l'opera sono riportate di seguito.

Sottovia Progressiva	Parametri geotecnici terreno di posa fondazione	Parametri geotecnici terreno laterale
29+670	Argille, limi	Rilevato ferroviario

I parametri geotecnici di riferimento per i terreni presenti in sito sono:

Parametri geotecnici terreno in sito					
	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (KPa)	$\Phi'$ (°)	$v$	$E_d$ (MPa)
Argille, limi	18.00	25	20	0.3	3

I parametri geotecnici del rilevato ferroviario sono

- $\gamma = 20.00$  kN/m<sup>3</sup>      peso di volume naturale
- $\varphi' = 35^\circ$               angolo di resistenza al taglio
- $c' = 0.00$  kPa            coesione drenata

Il calcolo delle spinte agenti sui piedritti è stato fatto sulla base dei parametri geotecnici che caratterizzano il rilevato ferroviario.

## 6.2 FALDA DI PROGETTO

La quota del pelo libero della falda è a -0.29 m dalla quota di intradosso soletta di fondazione.

## 6.3 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Di seguito sono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti l'interazione terreno-struttura relativamente all'opera in esame. Il modello utilizzato è quello di suolo alla Winkler. Il valore della costante di sottofondo  $k_w$  è stato valutato con la formulazione di Vesic:

$$k_w = E / [(1 - \nu^2) \cdot B \cdot I] = 200 \text{ kN/m}^3$$

avendo assunto, per l'opera in esame, un modulo elastico del terreno pari a:

$$E = 3 \text{ MPa,}$$

ed essendo il coefficiente di influenza

$$I = 0.991$$

ricavato per interpolazione lineare dalla seguente tabella in funzione del rapporto tra le dimensioni in pianta della fondazione

$$L/B = 1.419$$

ed assumendo

$$H/B = 5.$$

**Tabella 5.4** Coefficiente di influenza  $I$  per uno strato di spessore finito  $H$  (Tsytoich, 1976)

$L/B$	$H/B = 0.5$	$H/B = 1.0$	$H/B = 2.0$	$H/B = 5.0$
1	0.39	0.62	0.77	0.87
2	0.43	0.70	0.96	1.16
3	0.44	0.73	1.04	1.31
10	0.46	0.77	1.15	1.62
Fondazione circolare	0.38	0.58	0.70	0.78

## 6.4 CLASSIFICAZIONE SISMICA

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima in condizioni sismiche è stato definito in accordo al D.M. 14 gennaio 2008.

La categoria di suolo di fondazione viene definita sulla base della conoscenza di  $V_{s30}$ , ricavato dalle indagini sismiche eseguite nelle campagne geognostiche. In particolare, nel caso in esame si considera una categoria di suolo di **tipo C**: "Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille mediamente consistenti, con spessori variabili da diverse decine di metri fino a centinaia di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi fra 180 m/s e 360 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT < 50 o coesione non drenata  $70 < c_u < 250$  kPa).

## 7 ANALISI DEL SOTTOVIA

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare, avente lunghezza di 1,00 m.

Le caratteristiche geometriche della sezione di calcolo esaminata sono:

Spessore medio del ballast + armamento	$h_b =$	1.24 m
Larghezza totale dello scatolare	$L_{tot} =$	15.80 m
Larghezza utile dello scatolare	$L_{int} =$	13.80 m
Larghezza mensola di fondazione sinistra	$L_{msx} =$	0.40 m
Larghezza mensola di fondazione destra	$L_{mdx} =$	0.40 m
Spessore della soletta di copertura	$S_s =$	1.00 m
Spessore piedritti	$S_p =$	1.00 m
Spessore ritto centrale	$S_w =$	0.80 m
Spessore della soletta di fondazione	$S_f =$	1.00 m
Altezza libera del tombino	$H_{int} =$	5.50 m
Altezza totale del tombino	$H_{tot} =$	7.50 m
Quota falda da intradosso fondazione	$H_w =$	0.00 m
Larghezza striscia di calcolo	$b =$	1.00 m

## 7.1 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

### 7.1.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA E CARICHI PERMANENTI PORTATI (CONDIZIONE PERM)

Il *peso proprio* delle solette e dei piedritti è stato calcolato considerando per il calcestruzzo  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ ; risulta:

Peso soletta superiore	$P_{ss} = 25.00 \text{ kN/m}$
Peso soletta inferiore	$P_{si} = 25.00 \text{ kN/m}$
Peso piedritti	$P_p = 25.00 \text{ kN/m}$
Peso ritto centrale	$P_w = 20.00 \text{ kN/m}$

*Peso permanenti* portati soletta superiore (ballast, sub-ballast, supercompattato, rinterro):

Peso ballast	$p_b = 25.32 \text{ kN/m}$
--------------	----------------------------

In più, viene aggiunto, come carico concentrato nei nodi 12 e 16 (nodi di connessione tra la soletta superiore e i piedritti) il carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del piedritto (la modellazione dello scatolare è stata fatta in asse piedritto):

Peso ricoprimento per metà spessore piedritto	$P_p = 11.16 \text{ kN}$
---	--------------------------

### 7.1.2 SPINTA DEL TERRENO (CONDIZIONI SPTSX E SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo. Il coefficiente di spinta è stato calcolato utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\Phi'$ , per cui si ottiene il valore

$$K_0 = 0.426.$$

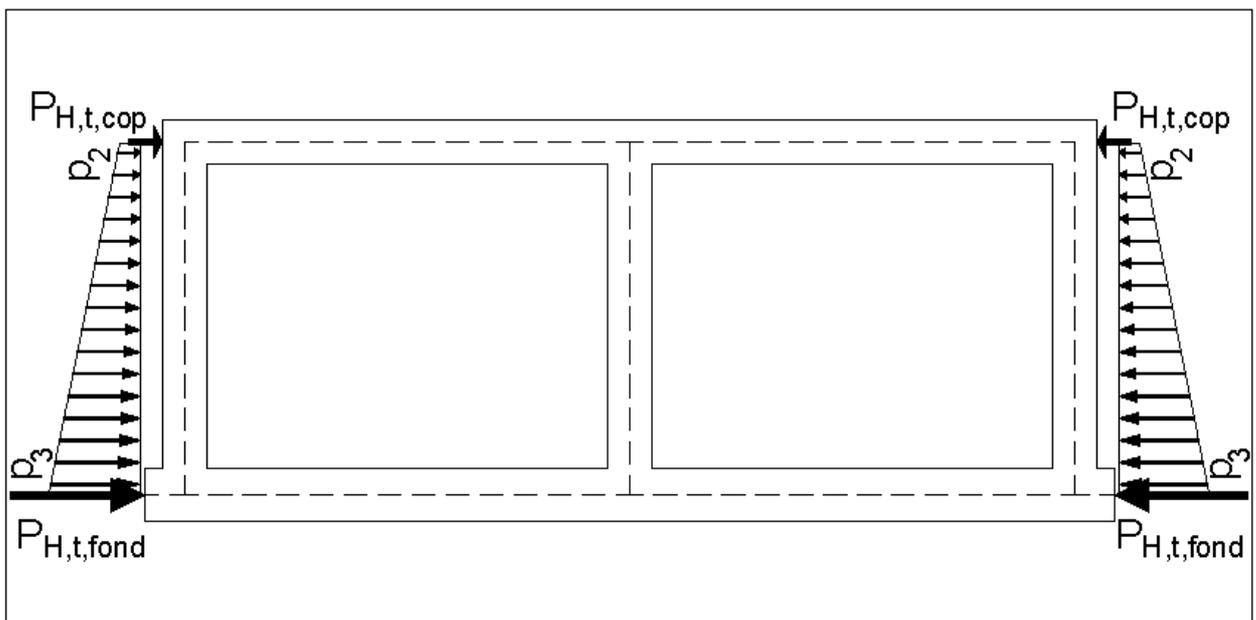
La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$p = (p_b + h_{\text{variabile}} \cdot \gamma_{\text{terreno\_piedritto}}) \cdot K_0$$

per cui risulta:

Pressione estradosso soletta superiore	$p_1 = 9.52 \text{ kN/m}$
Pressione in asse soletta superiore	$p_2 = 13.78 \text{ kN/m}$
Pressione in asse soletta inferiore	$p_3 = 69.22 \text{ kN/m}$
Pressione intradosso soletta inferiore	$p_4 = 73.48 \text{ kN/m}$

Nella figura seguente si riportano i diagrammi di spinta del terreno agenti sui piedritti.



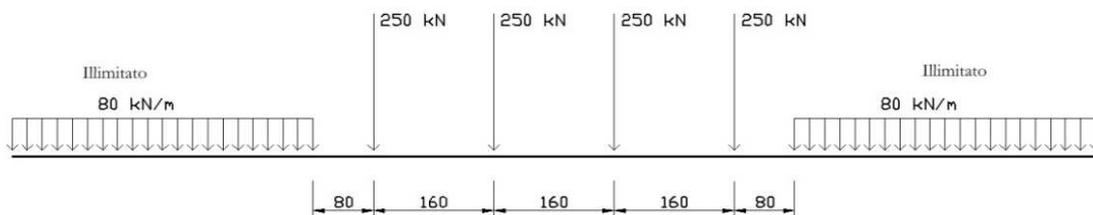
**Figura 4 - Spinte del terreno**

Alle spinte rappresentate dai diagrammi indicati in figura sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi 12 e 1 (per la SPTSX) oppure 16 e 11 (per la SPTDX), i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore delle soletta di copertura e di fondazione.

Spinta semispessore soletta di copertura	$P_{H.t.cop} =$	5.82 kN
Spinta semispessore soletta di fondazione	$P_{H.t.fond} =$	35.67 kN

### 7.1.3 CARICHI ACCIDENTALI, RIPARTIZIONE CARICHI VERTICALI (CONDIZIONE ACC-M)

Il carico accidentale più sfavorevole per l'opera in esame è quello rappresentato dal treno LM71.



**Figura 5 - Treno LM71**

Per il calcolo del coefficiente dinamico  $\Phi$  si è fatto riferimento al paragrafo 1.4.2 “effetti dinamici” della specifica RFI DTC INC PO SP IFS 001 A e nel caso in esame si è assunto

$$\Phi_2 = 1.230.$$

Il sovraccarico ferroviario (LM71) è stato distribuito attraverso il ricoprimento costituito dal ballast (al di sotto delle traversine) con una pendenza 1/4, 2/3 negli strati (se presenti) tra il ballast e la soletta di copertura e 1/1 all'interno della soletta di copertura fino al piano medio della struttura, con un aumento dell'impronta di carico pari a:

$$\Delta d = 0.906 \text{ m}$$

La diffusione del carico in senso trasversale all'asse binario risulta dunque pari a:

$$L_d = 2.60 + 2 \Delta d = 4.41 \text{ m}$$

mentre in senso longitudinale si è assunto:

$$L_l = 3 \times 1.60 + 2 \Delta d = 6.61 \text{ m}$$

Pertanto i carichi uniformemente ripartiti sulla soletta di copertura dovuti al treno LM71 (considerando il coefficiente di adattamento  $\alpha = 1.1$  ed il coefficiente dinamico  $\Phi_2$ ) risultano:

Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate	$P_{V.Q1.cop} = 46.40 \text{ kN/m}$
Carico ripartito prodotto dal carico distribuito	$P_{V.Q2.cop} = 18.13 \text{ kN/m}$

Cautelativamente si assume che il carico dovuto alle forze concentrate sia distribuito sull'intera luce della soletta di copertura.

### 7.1.4 SPINTA SUI PIEDRITTI PRODOTTA DAL SOVRACCARICO (CONDIZIONI SPACCSX E SPACCDX)

Si è considerata la sola spinta prodotta dal carico ripartito equivalente alle forze concentrate, che vale:

$$p_{H.Q.ritti} = (P_{V.Q1.cop} / \Phi_2) K_0 = 16.09 \text{ kN/m}$$

Anche in questo caso, sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi 1 e 12 per la spinta sul piedritto sinistro e 11 e 16 per la spinta sul piedritto destro, le seguenti forze:

Spinta semispessore soletta di copertura	$P_{H.Q.cop} = 8.04 \text{ kN}$
Spinta semispessore soletta di fondazione	$P_{H.Q.fond} = 8.04 \text{ kN}$

### 7.1.5 FRENATURA E AVVIAMENTO (CONDIZIONE AVV)

Per la condizione di carico in esame, in coerenza con il tipo di carico accidentale impiegato nelle altre condizioni esaminate, si è presa in considerazione la forza  $A_v$  di avviamento del modello LM71. Distribuendo tale forza sulla larghezza di diffusione del carico si ha:

Avviamento  $A_v = 33 \text{ kN/m}$

Carico distribuito su  $L_d$ :

$$q_{AV} = A_v / L_d = 7.48 \text{ kN/m}$$

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: OPERE D'ARTE: SL10 PROLUNGAMENTO SOTTOVIA Km 29+670 – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	<b>IN0D 00 DI2 CL SL090000 1B</b>	<b>Pag. 19 di 103</b>

Tale azione è stata applicata, come carico orizzontale uniformemente distribuito, alla soletta di copertura.

### 7.1.6 AZIONI TERMICHE (CONDIZIONE: TERM)

Alla soletta superiore si è applicata una variazione termica uniforme pari a  $\Delta T_u = \pm 15^\circ\text{C}$  ed una variazione nello spessore, tra estradosso ed intradosso, pari a  $\Delta T_v = \pm 5^\circ\text{C}$ . Gli effetti delle variazioni termiche nella struttura sono stati determinati mediante l'involuppo delle seguenti combinazioni:

$$\text{TERM} = \text{involuppo} (\pm \Delta T_u \pm \Delta T_v)$$

### 7.1.7 RITIRO (CONDIZIONE: RITIRO)

Il ritiro viene applicato mediante una variazione termica uniforme della copertura, in grado di produrre la stessa deformazione nel calcestruzzo.

Gli effetti del ritiro sono stati valutati a lungo termine, attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale  $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$  e di viscosità  $\phi(t, t_0)$ , come definiti nell'Eurocodice 2 – UNI EN 1992-1-1-2005 e nel DM 14/01/2008.

I fenomeni di ritiro sono stati considerati agenti sulla sola soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente pari a:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = -11.85^\circ\text{C}.$$

### 7.1.8 AZIONI DELLA FALDA (CONDIZIONE: SPW)

Il pelo libero della falda è a -0.29 m dalla quota di intradosso della fondazione del sottovia, ma sarà assunto a +2.00 m a vantaggio di stabilità. I valori delle spinte agenti sui piedritti, sono stati calcolati come:

$$P = z \times \gamma_w$$

per cui risulta:

Pressione quota testa falda	$P_{w1} = 0.00 \text{ kN/m}$
Pressione in asse soletta inferiore	$P_{w2} = 15.00 \text{ kN/m}$
Pressione intradosso soletta inferiore	$P_{w3} = 20.00 \text{ kN/m}$

Alle azioni agenti su piedritti sono stati sommati i seguenti carichi:

Sottospinta idraulica sulla soletta di fondazione	$S_{w1} = 20.00 \text{ kN/m}$
Spinta semispessore soletta di fondazione	$P_{H.w} = 8.75 \text{ kN}$
Sottospinta semispessore piedritti	$P_{V.w} = 10.00 \text{ kN}$

### 7.1.9 AZIONI SISMICHE

#### *Forze di inerzia*

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h \times W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v \times W$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{ma} \times g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 14/01/2008 si è assegnata all'opera una vita nominale  $V_N \geq 100$  anni ed una III classe d'uso  $C_u = 1.5$ , che danno luogo ad un periodo di riferimento  $V_R = V_N \times C_U = 150$  anni.

A seguito di tale assunzione si ha allo stato limite ultimo SLV in funzione della latitudine e longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a circa

$$a_g = 0.22 \text{ g.}$$

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S * a = S_s * S_T * a_g$$

dove:  $S_s = 1.5$  Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1.0$  Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{\max} = 1.5 * 1 * 0.22 \text{ g} = 0.330 \text{ g}$$

$$k_h = a_{\max} / g = 0.330$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = \pm 0.165$$

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

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Dove nel caso specifico si assumerà, per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari,  $\psi_{2j} = 0.2$ .

Pertanto avremo che:

Massa associata al peso proprio copertura	$G_1 = 25.00 \text{ kN/m}$
Massa associata al carico permanente	$G_2 = 22.32 \text{ kN/m}$
Massa treno	$Q_k = 46.40 \text{ kN/m}$
Massa associata al peso proprio piedritti	$G_p = 25.00 \text{ kN/m}$
Massa associata al peso ritto centrale	$G_w = 20.00 \text{ kN/m}$

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: OPERE D'ARTE: SL10 PROLUNGAMENTO SOTTOVIA Km 29+670 – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	<b>IN0D 00 DI2 CL SL090000 1B</b>	Pag. 22 di 103

Le forze di inerzia applicate al modello di calcolo, pertanto, valgono:

*SismaH*

Forza orizzontale sulla soletta di copertura (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

$$F'_h = k_h (G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}) = 18.68 \text{ kN/m}$$

Forza orizzontale sui piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F''_h = k_h G_p = 8.25 \text{ kN/m}$$

*SismaV*

Per la forza sismica verticale avremo analogamente (carico verticale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F'_v = k_v (G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}) = 9.34 \text{ kN/m}$$

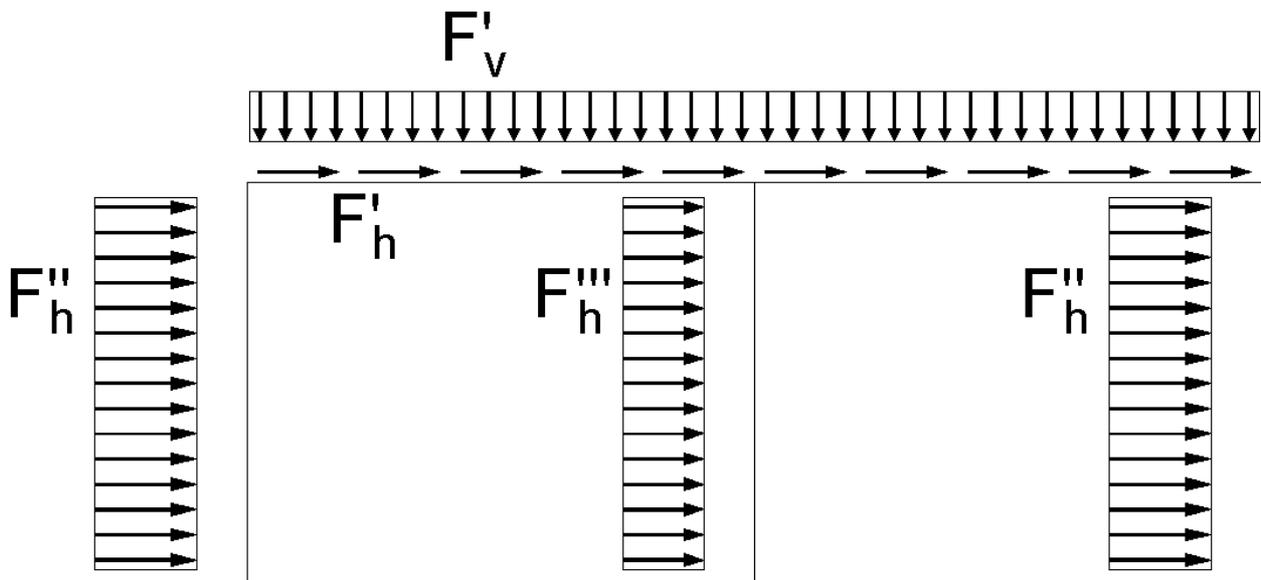


Figura 6 - Forze sismiche agenti sulla struttura

*Spinta sismica terreno SPSPDX e SPSSX*

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 371.3 \text{ kN}$$

con risultante applicata ad un'altezza pari ad H/2.

Nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta s_E = \Delta S_E / H = 49.50 \text{ kN/m}$$

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: OPERE D'ARTE: SL10 PROLUNGAMENTO SOTTOVIA Km 29+670 – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	<b>IN0D 00 DI2 CL SL090000 1B</b>	<b>Pag. 24 di 103</b>

## 7.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

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

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

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

utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

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

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \text{ oppure } E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

avendo indicato con  $E_Y$  e  $E_Z$  rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV del DM 14/01/2008 di seguito riportata, In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata

Tabella 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 (LM 71''+"SW/0'')
	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	1,0 SW/2
≥ 3	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	1,0 (LM 71''+"SW/0'')
	Altri	-	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	-

Tabella 5.2.IV – Valutazione dei carichi da traffico (da DM 14/01/2008)

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			COMMENTI
	Carico Verticale (1)	Treno Scarico	Frenatura ed 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

Azione dominante

(1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi ( $\Phi, \alpha$ , ecc..)

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

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR.

**Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica**  
(da DM 14/01/2008)

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

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

(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

(3) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

(4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.

(6) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(7) 1,20 per effetti locali

**Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni (da DM 14/01/2008)**

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$g_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$g_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico ferroviario sono combinate con un coefficiente  $\psi_2 = 0.2$  (punto 3.2.4 del DM 14/01/2008) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

**Tabella 2 – Riepilogo condizioni di carico**

Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Carico Accidentale LM71	ACCM
Spinta del carico acc. (LM71) sulla parete di Sinistra	SPACCSX
Spinta del carico acc. (LM71) sulla parete di Destra	SPACCDX
Avviamento e frenatura	AVV
Variatione termica sulla soletta superiore	Term
Ritiro	Ritiro
Azione sismica orizzontale con sisma proveniente da sinistra	Sisma H sx
Azione sismica orizzontale con sisma proveniente da destra	Sisma H dx
Azione sismica Verticale	Sisma V
Incremento sismico della spinta sul terreno	SPSDX/SX
Spinte idrostatiche della falda	SPW

Si precisa che le combinazioni di carico considerate sono state definite considerando sia l'ipotesi di presenza di falda, con quota assunta pari al livello di progetto, che l'ipotesi di assenza di falda.

Si riportano di seguito le combinazioni allo SLU di carico ritenute più significative.

Combinazione fondamentale

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

**Tabelle 3a/3b – Combinazioni di carico A1 (non sismiche)**

Combinazioni di carico A1 (non sismiche) - assenza di falda																		
	1-A1	2-A1	3-A1	4-A1	5-A1	6-A1	7-A1	8-A1	9-A1	10-A1	11-A1	12-A1	13-A1	14-A1	15-A1	16-A1	17-A1	18-A1
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACCM	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16
SPACCSX	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16
SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
AVV	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16
Term	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50
Ritiro	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20
SPW	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni di carico A1 (non sismiche) - presenza di falda																		
	1-A1	2-A1	3-A1	4-A1	5-A1	6-A1	7-A1	8-A1	9-A1	10-A1	11-A1	12-A1	13-A1	14-A1	15-A1	16-A1	17-A1	18-A1
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACCM	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16
SPACCSX	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16
SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
AVV	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16
Term	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50
Ritiro	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20
SPW	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50

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

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

avendo indicato con  $E_Y$  e  $E_Z$  rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

**Tabelle 4a/4b – Combinazioni di carico sismiche (sisma proveniente da sinistra)**

Combinazioni di carico sismiche - assenza di falda																
	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7	SH8	SV1	SV2	SV3	SV4	SV5	SV6	SV7	SV8
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACCM	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
SPACCSX	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00
SPACCDX	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20
AVV	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Term	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50
Ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma H sx	1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30
Sisma H dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma V	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
SPSDX	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00	0.30	0.30
SPSSX	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00
SPW	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni di carico sismiche - presenza di falda																
	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7	SH8	SV1	SV2	SV3	SV4	SV5	SV6	SV7	SV8
<b>DEAD</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>PERM</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>SPTSX</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>SPTDX</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>ACCM</b>	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
<b>SPACCSX</b>	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00
<b>SPACCDX</b>	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20
<b>ACVV</b>	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
<b>Term</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50
<b>Ritiro</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Sisma H sx</b>	1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30
<b>Sisma H dx</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Sisma V</b>	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
<b>SPSDX</b>	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00	0.30	0.30
<b>SPSSX</b>	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00
<b>SPW</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Combinazione caratteristica (rara):

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

**Tabelle 5a/5b – Combinazioni di SLE RARA**

Combinazioni di carico SLE RARA - assenza di falda												
	1-R	2-R	3-R	4-R	5-R	6-R	7-R	8-R	9-R	10-R	11-R	12-R
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACCM	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80
SPACCSX	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80
SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80
AVV	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80
Term	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00
Ritiro	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00
SPW	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni di carico SLE RARA - presenza di falda												
	1-R	2-R	3-R	4-R	5-R	6-R	7-R	8-R	9-R	10-R	11-R	12-R
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACCM	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80
SPACCSX	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80
SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80
AVV	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80
Term	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00
Ritiro	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00
SPW	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Combinazione frequente:

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

**Tabelle 6a/6b – Combinazioni di SLE FREQUENTE**

Combinazioni di carico SLE FREQUENTE - assenza di falda									
	1-FR	2-FR	3-FR	4-FR	5-FR	6-FR	7-FR	8-FR	9-FR
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACCM	0.80	0.80	0.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.80	0.80
SPACCSX	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50
AVV	0.00	0.00	0.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.80	0.80
Term	0.00	0.50	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50
Ritiro	0.00	0.50	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50
SPW	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni di carico SLE FREQUENTE - presenza di falda									
	1-FR	2-FR	3-FR	4-FR	5-FR	6-FR	7-FR	8-FR	9-FR
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACCM	0.80	0.80	0.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.80	0.80
SPACCSX	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50
AVV	0.00	0.00	0.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.80	0.80
Term	0.00	0.50	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50
Ritiro	0.00	0.50	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50
SPW	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Combinazione quasi permanente:

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

**Tabelle 7a/7b – Combinazioni di SLE QUASI PERMANENTE**

Combinazioni di carico SLE QUASI PERMANENTE - assenza di falda		
	1-QP	2-QP
DEAD	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00
ACCM	0.00	0.00
SPACCSX	0.00	0.00
SPACCDX	0.00	0.00
AVV	0.00	0.00
Term	0.00	0.50
Ritiro	0.00	0.50
SPW	0.00	0.00

Combinazioni di carico SLE QUASI PERMANENTE - assenza di falda		
	1-QP	2-QP
DEAD	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00
ACCM	0.00	0.00
SPACCSX	0.00	0.00
SPACCDX	0.00	0.00
AVV	0.00	0.00
Term	0.00	0.50
Ritiro	0.00	0.50
SPW	1.00	1.00

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: OPERE D'ARTE: SL10 PROLUNGAMENTO SOTTOVIA Km 29+670 – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	<b>IN0D 00 DI2 CL SL090000 1B</b>	<b>Pag.</b> <b>34 di 103</b>

## 8 MODELLAZIONE ADOTTATA

Il modello di calcolo attraverso il quale è stata schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000 v.15.1.0.

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

Soletta di copertura	Sezione	1.00 x 1.00 mq
Piedritti	Sezione	1.00 x 1.00 mq
Ritto centrale	Sezione	1.00 x 0.80 mq
Soletta di fondazione	Sezione	1.00 x 1.00 mq

La modellazione dei piedritti è stata effettuata mediante un insieme di aste.

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo, per il quale è stata considerata una costante di sottofondo

$$K_s = 200 \text{ kN/m}^3.$$

Di seguito sono riportate delle viste con numerazione dei nodi e con numerazione degli elementi che costituiscono il modello di calcolo analizzato.

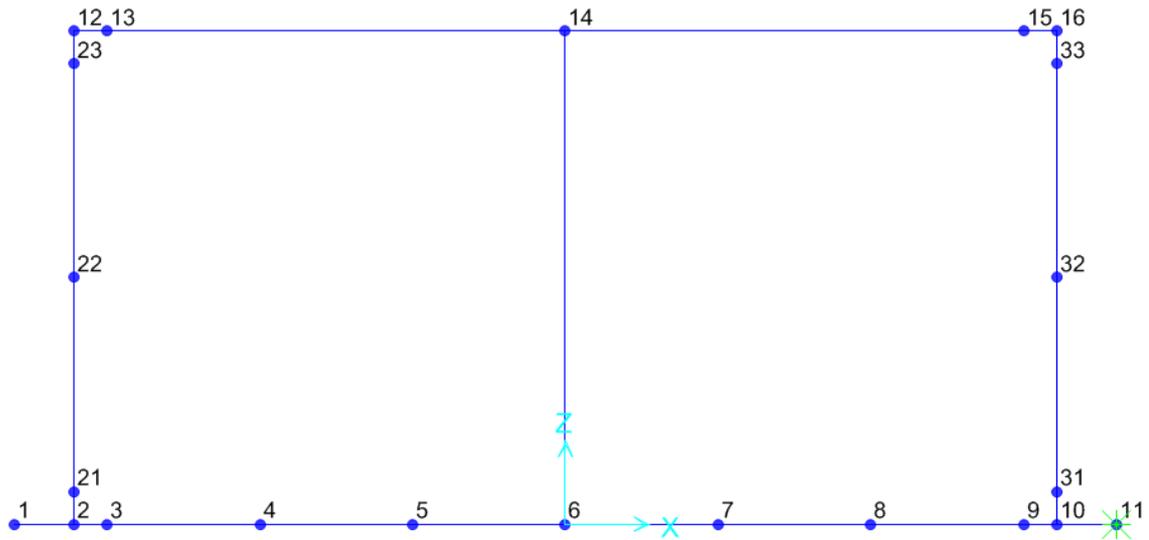


Figura 7 - Modello F.E.M struttura - numerazione nodi

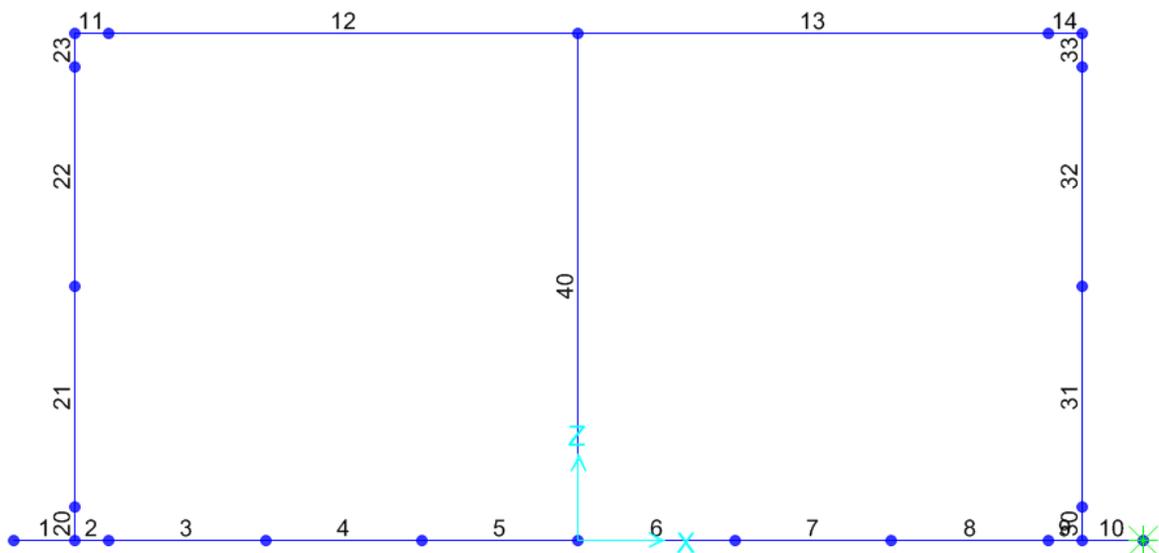


Figura 8 - Modello F.E.M. struttura – numerazione aste

## 9 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni ricavati per le sezioni oggetto di verifica, indicate in figura

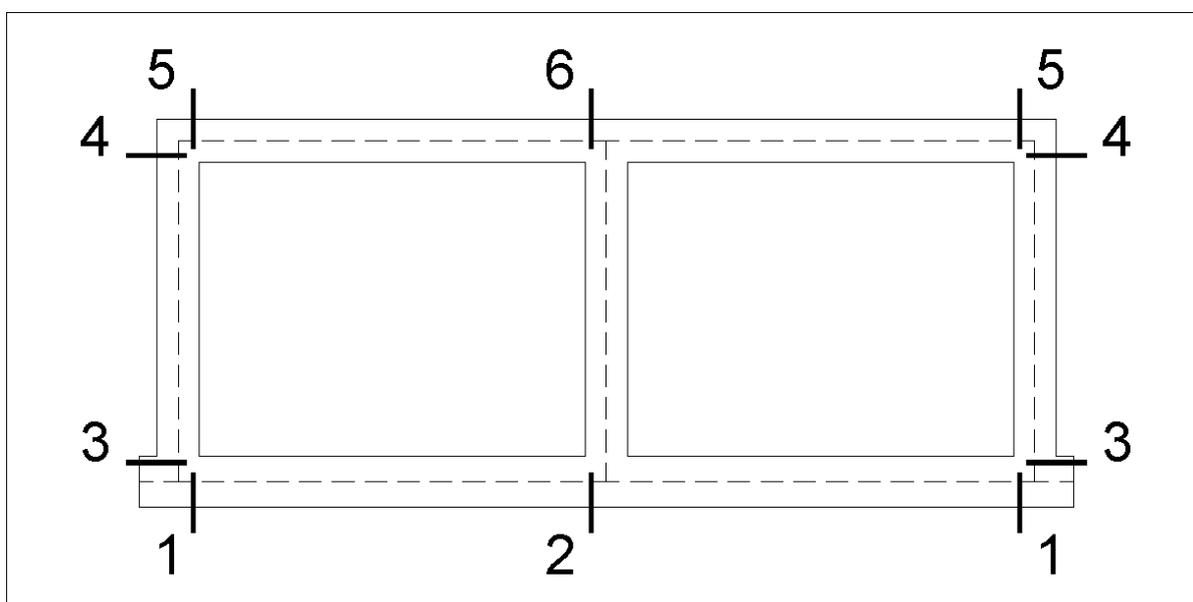


Figura 9 - Sezioni di verifica

ottenuti dagli involuipi dei seguenti gruppi di combinazioni di carico:

- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLU (A1)
- le combinazioni delle azioni in presenza di SISMA ORIZZONTALE, con
 
$$E_H = \pm 1.00 \times E_X \pm 0.30 \times E_Z$$
 e di SISMA VERTICALE, con
 
$$E_V = \pm 0.30 \times E_X \pm 1.00 \times E_Z$$
- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLE nella combinazione RARA
- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLE nella combinazione FREQUENTE
- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLE nella combinazione QUASI PERMANENTE.

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori più conservativi delle caratteristiche di sollecitazione, ricavati per le sezioni oggetto di verifica dagli involucri dei risultati dei gruppi di combinazioni di carico individuati.

**Sollecitazioni di verifica Inv\_A1(-/+Falda)**

Sezione	$M_{Ed,max}$ KNm	$N_{Ed,min}$ KN	$V_{Ed,max}$ KN
1	828	166	534
2	1058	166	564
3	781	289	424
4	-728	139	288
5	-728	39	519
6	-1057	39	611

**Tabella 8 – Sollecitazioni di verifica SLU – A1**
**Sollecitazioni di verifica Inv\_SH(-/+Falda) + Inv\_SV(-/+Falda)**

Sezione	$M_{Ed,max}$ KNm	$N_{Ed,min}$ KN	$V_{Ed,max}$ KN
1	902	0	323
2	737	0	413
3	900	233	554
4	-782	83	245
5	-782	90	323
6	-759	64	349

**Tabella 9 – Sollecitazioni di verifica SISMA ORIZZONTALE/VERTICALE**

**Sollecitazioni di verifica Inv\_R(-/+Falda)**

Sezione	$M_{Ed,max}$ KNm	$N_{Ed,min}$ KN	$V_{Ed,max}$ KN
1	570	181	379
2	713	181	384
3	535	300	298
4	-491	150	168
5	-491	59	358
6	-700	55	418

**Tabella 10 – Sollecitazioni di verifica SLE RARA**
**Sollecitazioni di verifica Inv\_FR(-/+Falda)**

Sezione	$M_{Ed,max}$ KNm	$N_{Ed,min}$ KN	$V_{Ed,max}$ KN
1	479	192	351
2	615	192	339
3	444	307	253
4	-402	157	164
5	-402	65	313
6	-611	65	372

**Tabella 11 – Sollecitazioni di verifica SLE FREQUENTE**
**Sollecitazioni di verifica Inv\_QP(-/+Falda)**

Sezione	$M_{Ed,max}$ KNm	$N_{Ed,min}$ KN	$V_{Ed,max}$ KN
1	337	206	251
2	326	206	190
3	-308	311	206
4	178	161	99
5	-178	70	158
6	-365	70	201

**Tabella 12 – Sollecitazioni di verifica SLE QUASI PERMANENTE**

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: OPERE D'ARTE: SL10 PROLUNGAMENTO SOTTOVIA Km 29+670 – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	<b>IN0D 00 DI2 CL SL090000 1B</b>	<b>Pag.</b> <b>39 di 103</b>

## 10 VERIFICHE AGLI SLU ED AGLI SLE (STR)

Nelle verifiche delle solette di copertura e di fondazione, cautelativamente, non si è tenuto in conto del contributo dello sforzo normale.

Si riportano, di seguito, i risultati ottenuti. Si precisa che con:

B: larghezza delle sezioni oggetto di verifica, assunta sempre pari a 100 cm;

H: altezza delle sezioni oggetto di verifica;

c: copriferro di calcolo, valutato sommando al minimo di normativa (5.0 cm) lo spazio necessario alla collocazione delle eventuali barre di ripartizione e/o legature previste per l'incremento della resistenza a taglio, assunto pari a 2.0 cm;

$A_f$ : quantitativo di armatura al lembo teso della sezione;

$A'_f$ : quantitativo di armatura al lembo compresso della sezione;

CS è il minimo coefficiente di sicurezza ottenuto nella verifica.

### 10.1 SEZIONE 1 - ESTREMI FONDAZIONE

#### Geometria sezione ed armature

Altezza sezione	$H =$	1.000 m
coprifermo nominale	$c =$	7.0 cm
coprifermo in asse	$u = c + \varphi / 2 =$	8.3 cm
altezza utile	$d = H - u =$	0.917 m
Larghezza sezione	$B = b_w =$	1.000 m
Armatura tesa:		
base	1 $\Phi$ 26 / 20 =	26.55 cm <sup>2</sup>
integr.	+ 1 $\Phi$ 20 / 20 =	15.71 cm <sup>2</sup>
	$A_f =$	<b>42.25 cm<sup>2</sup></b>
Armatura compressa:	$A'_f =$	1 $\Phi$ 26 / 20 = <b>26.55 cm<sup>2</sup></b>
Armatura a taglio	$A_{sw} =$	1 $\Phi$ 14 / 40x40 = <b>9.62 cm<sup>2</sup>/m</b>

#### VERIFICHE AGLI SLU

##### Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	\ Sforzo normale:	$N_{Ed} =$	<b>0.0 kN</b>
combinazione fondamentale		$M_{Ed,A1} =$	<b>827.7 kN m</b>
combinazione sismica		$M_{Ed,S} =$	<b>902.5 kN m</b>
Taglio			
combinazione fondamentale		$V_{Ed,A1} =$	<b>534.5 kN m</b>
combinazione sismica		$V_{Ed,S} =$	<b>323.1 kN m</b>

##### Verifiche a pressoflessione

Momento resistente	$M_{Rd} =$	<b>1439.9 kN m</b>
coefficiente di sicurezza	$CS_{A1} =$	<b>1.74</b>
	$CS_S =$	<b>1.60</b>

### Verifiche a taglio

Taglio resistente con armatura a taglio

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 776.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 d (A_{sw} / s) f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha = 776.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 2575.5 \text{ kN}$$

dove

$$f'_{cd} = 0.5 f_{cd} = 9.05 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c = \alpha_c (\sigma_{cp} / f_{cd}) = 1.00$$

coefficiente di sicurezza

$$CS_{A1} = 1.45$$

$$CS_S = 2.40$$

### VERIFICHE AGLI SLE

#### Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	\ Sforzo normale:	$N_{Ed} =$	<b>0.0 kN</b>
combinazione rara (caratteristica)		$M_{Ed,R} =$	<b>569.5 kN m</b>
combinazione frequente		$M_{Ed,FR} =$	<b>479.0 kN m</b>
combinazione quasi permanente		$M_{Ed,QP} =$	<b>336.9 kN m</b>

#### Verifiche tensionali agli stati limite di esercizio

calcestruzzo	$\sigma_{c,R} =$	<b>4.3 MPa</b>	$\leq$ (OK)	19.2 MPa
	$\sigma_{c,QP} =$	<b>2.6 MPa</b>	$\leq$ (OK)	14.4 MPa
acciaio	$\sigma_{a,R} =$	<b>162.3 MPa</b>	$\leq$ (OK)	360.0 MPa
Posizione asse neutro	$x_c =$	26.2 cm		

#### Verifiche a fessurazione

diametro e passo barre	$\phi =$	26.00 mm	$s =$	200 mm
deformazione media barre	$\epsilon_{sm,fr} =$	0.0004		
massima distanza tra fessure	$\Delta_{smax,fr} =$	455.1 mm		
ampiezza delle fessure	$w_{FR} =$	<b>0.18 mm</b>	$\leq$ (OK)	0.30 mm
	$w_{QP} =$	<b>0.12 mm</b>	$\leq$ (OK)	0.20 mm

## 10.2 SEZIONE 2 - CAMPATA FONDAZIONE

### Geometria sezione ed armature

Altezza sezione	$H =$	1.000 m
copriferro nominale	$c =$	7.0 cm
copriferro in asse	$u = c + \varphi / 2 =$	8.3 cm
altezza utile	$d = H - u =$	0.917 m
Larghezza sezione	$B = b_w =$	1.000 m
Armatura tesa:		
base	1 $\Phi$ 26 / 20 =	26.55 cm <sup>2</sup>
integr.	+ 1 $\Phi$ 20 / 20 =	15.71 cm <sup>2</sup>
	$A_f =$	<b>42.25 cm<sup>2</sup></b>
Armatura compressa:	$A'_f =$	1 $\Phi$ 26 / 20 = <b>26.55 cm<sup>2</sup></b>
Armatura a taglio	$A_{sw} =$	1 $\Phi$ 14 / 40x40 = <b>9.62 cm<sup>2</sup>/m</b>

### VERIFICHE AGLI SLU

#### Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	\ Sforzo normale:	$N_{Ed} =$	<b>0.0 kN</b>
combinazione fondamentale		$M_{Ed,A1} =$	<b>1057.9 kN m</b>
combinazione sismica		$M_{Ed,S} =$	<b>737.0 kN m</b>
Taglio			
combinazione fondamentale		$V_{Ed,A1} =$	<b>564.4 kN m</b>
combinazione sismica		$V_{Ed,S} =$	<b>412.8 kN m</b>

#### Verifiche a pressoflessione

Momento resistente	$M_{Rd} =$	<b>1439.9 kN m</b>
coefficiente di sicurezza	$CS_{A1} =$	<b>1.36</b>
	$CS_S =$	<b>1.95</b>

### Verifiche a taglio

Taglio resistente con armatura a taglio

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 776.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 d (A_{sw} / s) f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha = 776.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 2575.5 \text{ kN}$$

dove

$$f'_{cd} = 0.5 f_{cd} = 9.05 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c = \alpha_c (\sigma_{cp} / f_{cd}) = 1.00$$

coefficiente di sicurezza

$$CS_{A1} = 1.38$$

$$CS_S = 1.88$$

### VERIFICHE AGLI SLE

#### Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	\ Sforzo normale:	$N_{Ed} =$	<b>0.0 kN</b>
combinazione rara (caratteristica)		$M_{Ed,R} =$	<b>713.0 kN m</b>
combinazione frequente		$M_{Ed,FR} =$	<b>615.3 kN m</b>
combinazione quasi permanente		$M_{Ed,QP} =$	<b>326.5 kN m</b>

#### Verifiche tensionali agli stati limite di esercizio

calcestruzzo	$\sigma_{c,R} =$	<b>5.4 MPa</b>	$\leq$ (OK)	19.2 MPa
	$\sigma_{c,QP} =$	<b>2.5 MPa</b>	$\leq$ (OK)	14.4 MPa
acciaio	$\sigma_{a,R} =$	<b>203.2 MPa</b>	$\leq$ (OK)	360.0 MPa
Posizione asse neutro	$x_c =$	26.2 cm		

#### Verifiche a fessurazione

diametro e passo barre	$\phi =$	26.00 mm	$s =$	200 mm
deformazione media barre	$\epsilon_{sm,fr} =$	0.0006		
massima distanza tra fessure	$\Delta_{smax,fr} =$	455.1 mm		
ampiezza delle fessure	$w_{FR} =$	<b>0.25 mm</b>	$\leq$ (OK)	0.30 mm
	$w_{QP} =$	<b>0.14 mm</b>	$\leq$ (OK)	0.20 mm

### 10.3 SEZIONE 3 – PIEDE RITTI

#### Geometria sezione ed armature

Altezza sezione	$H =$	1.000 m
copriferro nominale	$c =$	7.0 cm
copriferro in asse	$u = c + \varphi / 2 =$	8.3 cm
altezza utile	$d = H - u =$	0.917 m
Larghezza sezione	$B = b_w =$	1.000 m
Armatura tesa:		
base	1 $\Phi$ 26 / 20 =	26.55 cm <sup>2</sup>
integr.	+ 1 $\Phi$ 20 / 20 =	15.71 cm <sup>2</sup>
	$A_f =$	<b>42.25 cm<sup>2</sup></b>
Armatura compressa:	$A'_f =$	1 $\Phi$ 26 / 20 = <b>26.55 cm<sup>2</sup></b>
Armatura a taglio	$A_{sw} =$	1 $\Phi$ 14 / 40x40 = <b>9.62 cm<sup>2</sup>/m</b>

#### VERIFICHE AGLI SLU

##### Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	Sforzo normale:	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$
combinazione fondamentale	( A1 )	<b>781.4 kN m</b>	<b>289.3 kN</b>
combinazione sismica	( S )	<b>899.8 kN m</b>	<b>232.8 kN</b>
Taglio			
combinazione fondamentale		$V_{Ed,A1} =$ <b>423.6 kN m</b>	
combinazione sismica		$V_{Ed,S} =$ <b>554.0 kN m</b>	

##### Verifiche a pressoflessione

Momento resistente	coefficiente di sicurezza
$M_{Rd,NA1} =$ <b>1560.9 kN m</b>	$CS_{A1} =$ <b>2.00</b>
$M_{Rd,NS} =$ <b>1537.3 kN m</b>	$CS_S =$ <b>1.71</b>

### Verifiche a taglio

Taglio resistente con armatura a taglio

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 776.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 d (A_{sw} / s) f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha = 776.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 2608.6 \text{ kN}$$

dove

$$f'_{cd} = 0.5 f_{cd} = 9.05 \text{ MPa}$$

$$\text{ctg}\theta = 2.50$$

$$\alpha_c = \alpha_c(\sigma_{cp} / f_{cd}) = 1.01$$

**coefficiente di sicurezza**

$$CS_{A1} = 1.83$$

$$CS_S = 1.40$$

### VERIFICHE AGLI SLE

#### Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	Sforzo normale:	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$
combinazione rara (caratteristica)	( R )	<b>535.0 kN m</b>	<b>300.2 kN</b>
combinazione frequente	( FR )	<b>443.5 kN m</b>	<b>306.9 kN</b>
combinazione quasi permanente	( QP )	<b>308.2 kN m</b>	<b>310.7 kN</b>

#### Verifiche tensionali agli stati limite di esercizio

calcestruzzo	$\sigma_{c,R} =$	<b>4.3 MPa</b>	$\leq$ (OK)	19.2 MPa
	$\sigma_{c,QP} =$	<b>2.5 MPa</b>	$\leq$ (OK)	14.4 MPa
acciaio	$\sigma_{a,R} =$	<b>120.1 MPa</b>	$\leq$ (OK)	360.0 MPa
Posizione asse neutro	$x_c =$	<b>31.9 cm</b>		

#### Verifiche a fessurazione

diametro e passo barre	$\phi =$	<b>26.00 mm</b>	$s =$	<b>200 mm</b>
deformazione media barre	$\epsilon_{sm,fr} =$	<b>0.0003</b>		
massima distanza tra fessure	$\Delta_{smax,fr} =$	<b>455.1 mm</b>		
ampiezza delle fessure	$w_{FR} =$	<b>0.12 mm</b>	$\leq$ (OK)	0.30 mm
	$w_{QP} = \epsilon_{sm,QP} \Delta_{smax,QP} =$	<b>0.07 mm</b>	$\leq$ (OK)	0.20 mm

### 10.4 SEZIONE 4 – TESTA RITTI

#### Geometria sezione ed armature

Altezza sezione	$H =$	1.000 m
copriferro nominale	$c =$	7.0 cm
copriferro in asse	$u = c + \varphi / 2 =$	8.3 cm
altezza utile	$d = H - u =$	0.917 m
Larghezza sezione	$B = b_w =$	1.000 m
Armatura tesa:		
base	1 $\Phi$ 26 / 20 =	26.55 cm <sup>2</sup>
integr.	+ 1 $\Phi$ 20 / 20 =	15.71 cm <sup>2</sup>
	$A_f =$	<b>42.25 cm<sup>2</sup></b>
Armatura compressa:	$A'_f =$	1 $\Phi$ 26 / 20 = <b>26.55 cm<sup>2</sup></b>
Armatura a taglio	$A_{sw} =$	1 $\Phi$ 14 / 40x40 = <b>9.62 cm<sup>2</sup>/m</b>

#### VERIFICHE AGLI SLU

##### Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	Sforzo normale:	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$
combinazione fondamentale	( A1 )	<b>728.2 kN m</b>	<b>139.3 kN</b>
combinazione sismica	( S )	<b>781.9 kN m</b>	<b>82.8 kN</b>
Taglio			
combinazione fondamentale	$V_{Ed,A1} =$	<b>288.5 kN m</b>	
combinazione sismica	$V_{Ed,S} =$	<b>244.6 kN m</b>	

##### Verifiche a pressoflessione

Momento resistente	coefficiente di sicurezza
$M_{Rd,NA1} =$ <b>1498.3 kN m</b>	$CS_{A1} =$ <b>2.06</b>
$M_{Rd,NS} =$ <b>1474.6 kN m</b>	$CS_S =$ <b>1.89</b>

### Verifiche a taglio

Taglio resistente con armatura a taglio

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 776.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 d (A_{sw} / s) f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha = 776.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 2587.3 \text{ kN}$$

dove

$$f'_{cd} = 0.5 f_{cd} = 9.05 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c = \alpha_c(\sigma_{cp} / f_{cd}) = 1.00$$

coefficiente di sicurezza

$$CS_{A1} = 2.69$$

$$CS_S = 3.17$$

### VERIFICHE AGLI SLE

#### Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	Sforzo normale:	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$
combinazione rara (caratteristica)	( R )	491.4 kN m	150.2 kN
combinazione frequente	( FR )	401.9 kN m	156.9 kN
combinazione quasi permanente	( QP )	178.4 kN m	160.7 kN

#### Verifiche tensionali agli stati limite di esercizio

calcestruzzo	$\sigma_{c,R} =$	3.9 MPa	$\leq$ (OK)	19.2 MPa
	$\sigma_{c,QP} =$	< 2.0 MPa	$\leq$ (OK)	14.4 MPa
acciaio	$\sigma_{a,R} =$	123.6 MPa	$\leq$ (OK)	360.0 MPa
Posizione asse neutro	$x_c =$	29.2 cm		

#### Verifiche a fessurazione

diametro e passo barre	$\phi =$	26.00 mm	$s =$	200 mm
deformazione media barre	$\epsilon_{sm,fr} =$	0.0003		
massima distanza tra fessure	$\Delta_{smax,fr} =$	455.1 mm		
ampiezza delle fessure	$w_{FR} =$	0.13 mm	$\leq$ (OK)	0.30 mm
	$w_{QP} = \epsilon_{sm,QP} \Delta_{smax,QP} =$	0.04 mm	$\leq$ (OK)	0.20 mm

### 10.5 SEZIONE 5 – ESTREMI COPERTURA

#### Geometria sezione ed armature

Altezza sezione	$H =$	1.000 m
copriferro nominale	$c =$	7.0 cm
copriferro in asse	$u = c + \varphi / 2 =$	8.3 cm
altezza utile	$d = H - u =$	0.917 m
Larghezza sezione	$B = b_w =$	1.000 m
Armatura tesa:		
base	1 $\Phi$ 26 / 20 =	26.55 cm <sup>2</sup>
integr.	+ 1 $\Phi$ 20 / 20 =	15.71 cm <sup>2</sup>
	$A_f =$	<b>42.25 cm<sup>2</sup></b>
Armatura compressa:	$A'_f =$	1 $\Phi$ 26 / 20 = <b>26.55 cm<sup>2</sup></b>
Armatura a taglio	$A_{sw} =$	1 $\Phi$ 14 / 40x40 = <b>9.62 cm<sup>2</sup>/m</b>

#### VERIFICHE AGLI SLU

##### Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	\ Sforzo normale:	$N_{Ed} =$	<b>0.0 kN</b>
combinazione fondamentale		$M_{Ed,A1} =$	<b>728.2 kN m</b>
combinazione sismica		$M_{Ed,S} =$	<b>781.9 kN m</b>
Taglio			
combinazione fondamentale		$V_{Ed,A1} =$	<b>518.7 kN m</b>
combinazione sismica		$V_{Ed,S} =$	<b>322.9 kN m</b>

##### Verifiche a pressoflessione

Momento resistente	$M_{Rd} =$	<b>1439.9 kN m</b>
coefficiente di sicurezza	$CS_{A1} =$	<b>1.98</b>
	$CS_S =$	<b>1.84</b>

### Verifiche a taglio

Taglio resistente con armatura a taglio

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 776.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 d (A_{sw} / s) f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha = 776.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 2575.5 \text{ kN}$$

dove

$$f'_{cd} = 0.5 f_{cd} = 9.05 \text{ MPa}$$

$$\text{ctg}\theta = 2.50 \quad \alpha_c = \alpha_c (\sigma_{cp} / f_{cd}) = 1.00$$

**coefficiente di sicurezza**

$$CS_{A1} = 1.50$$

$$CS_S = 2.40$$

### VERIFICHE AGLI SLE

#### Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	\ Sforzo normale:	$N_{Ed} =$	<b>0.0 kN</b>
combinazione rara (caratteristica)		$M_{Ed,R} =$	<b>491.4 kN m</b>
combinazione frequente		$M_{Ed,FR} =$	<b>401.9 kN m</b>
combinazione quasi permanente		$M_{Ed,QP} =$	<b>178.4 kN m</b>

### Verifiche tensionali agli stati limite di esercizio

calcestruzzo	$\sigma_{c,R} =$	<b>3.7 MPa</b>	$\leq$ (OK)	19.2 MPa
	$\sigma_{c,QP} =$	<b>&lt; 2.0 MPa</b>	$\leq$ (OK)	14.4 MPa
acciaio	$\sigma_{a,R} =$	<b>140.0 MPa</b>	$\leq$ (OK)	360.0 MPa
Posizione asse neutro	$x_c =$	26.2 cm		

### Verifiche a fessurazione

diametro e passo barre	$\phi =$	26.00 mm	$s =$	200 mm
deformazione media barre	$\epsilon_{sm,fr} =$	0.0003		
massima distanza tra fessure	$\Delta_{smax,fr} =$	455.1 mm		
ampiezza delle fessure	$w_{FR} =$	<b>0.15 mm</b>	$\leq$ (OK)	0.30 mm
	$w_{QP} =$	<b>0.07 mm</b>	$\leq$ (OK)	0.20 mm

### 10.6 SEZIONE 6 – CAMPATA COPERTURA

#### Geometria sezione ed armature

Altezza sezione	$H =$	1.000 m
copriferro nominale	$c =$	7.0 cm
copriferro in asse	$u = c + \varphi / 2 =$	8.3 cm
altezza utile	$d = H - u =$	0.917 m
Larghezza sezione	$B = b_w =$	1.000 m
Armatura tesa:	base	1 $\Phi$ 26 / 20 = 26.55 cm <sup>2</sup>
	integr.	+ 1 $\Phi$ 20 / 20 = 15.71 cm <sup>2</sup>
		$A_f =$ <b>42.25 cm<sup>2</sup></b>
Armatura compressa:	$A'_f =$	1 $\Phi$ 26 / 20 = <b>26.55 cm<sup>2</sup></b>
Armatura a taglio	$A_{sw} =$	1 $\Phi$ 14 / 40x40 = <b>9.62 cm<sup>2</sup>/m</b>

#### VERIFICHE AGLI SLU

##### Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	\ Sforzo normale:	$N_{Ed} =$	<b>0.0 kN</b>
combinazione fondamentale		$M_{Ed,A1} =$	<b>1057.2 kN m</b>
combinazione sismica		$M_{Ed,S} =$	<b>759.3 kN m</b>
Taglio			
combinazione fondamentale		$V_{Ed,A1} =$	<b>610.7 kN m</b>
combinazione sismica		$V_{Ed,S} =$	<b>348.7 kN m</b>

##### Verifiche a pressoflessione

Momento resistente	$M_{Rd} =$	<b>1439.9 kN m</b>
coefficiente di sicurezza	$CS_{A1} =$	<b>1.36</b>
	$CS_S =$	<b>1.90</b>

### Verifiche a taglio

Taglio resistente con armatura a taglio

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 776.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 d (A_{sw} / s) f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha = 776.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 2575.5 \text{ kN}$$

dove

$$f'_{cd} = 0.5 f_{cd} = 9.05 \text{ MPa}$$

$$\text{ctg}\theta = 2.50$$

$$\alpha_c = \alpha_c (\sigma_{cp} / f_{cd}) = 1.00$$

**coefficiente di sicurezza**

$$CS_{A1} = 1.27$$

$$CS_S = 2.23$$

### VERIFICHE AGLI SLE

#### Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	\ Sforzo normale:	$N_{Ed} =$	<b>0.0 kN</b>
combinazione rara (caratteristica)		$M_{Ed,R} =$	<b>700.2 kN m</b>
combinazione frequente		$M_{Ed,FR} =$	<b>611.3 kN m</b>
combinazione quasi permanente		$M_{Ed,QP} =$	<b>364.6 kN m</b>

#### Verifiche tensionali agli stati limite di esercizio

calcestruzzo	$\sigma_{c,R} =$	<b>5.3 MPa</b>	$\leq$ (OK)	19.2 MPa
	$\sigma_{c,QP} =$	<b>2.8 MPa</b>	$\leq$ (OK)	14.4 MPa
acciaio	$\sigma_{a,R} =$	<b>199.6 MPa</b>	$\leq$ (OK)	360.0 MPa
Posizione asse neutro	$x_c =$	26.2 cm		

#### Verifiche a fessurazione

diametro e passo barre	$\phi =$	26.00 mm	$s =$	200 mm
deformazione media barre	$\epsilon_{sm,fr} =$	0.0006		
massima distanza tra fessure	$\Delta_{smax,fr} =$	455.1 mm		
ampiezza delle fessure	$w_{FR} =$	<b>0.25 mm</b>	$\leq$ (OK)	0.30 mm
	$w_{QP} =$	<b>0.15 mm</b>	$\leq$ (OK)	0.20 mm

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: OPERE D'ARTE: SL10 PROLUNGAMENTO SOTTOVIA Km 29+670 – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	<b>IN0D 00 DI2 CL SL090000 1B</b>	<b>Pag. 52 di 103</b>

## 11 OPERE PROVVISORIALI

La paratia provvisoria è costituita da pali in calcestruzzo armato di lunghezza 12,0metri.

La distanza della paratia dall'asse ferroviario è di 4.60m e la massima altezza di scavo che si dovrà garantire è così definita:

Elemento	Quota	Falda	Terreno
Testa palo	39.64	A 2 m al di sopra della quota di scavo	Da 39.64 a 30.21 – Rilevato
Scavo	34.40		Da 30.21- terreno in sito

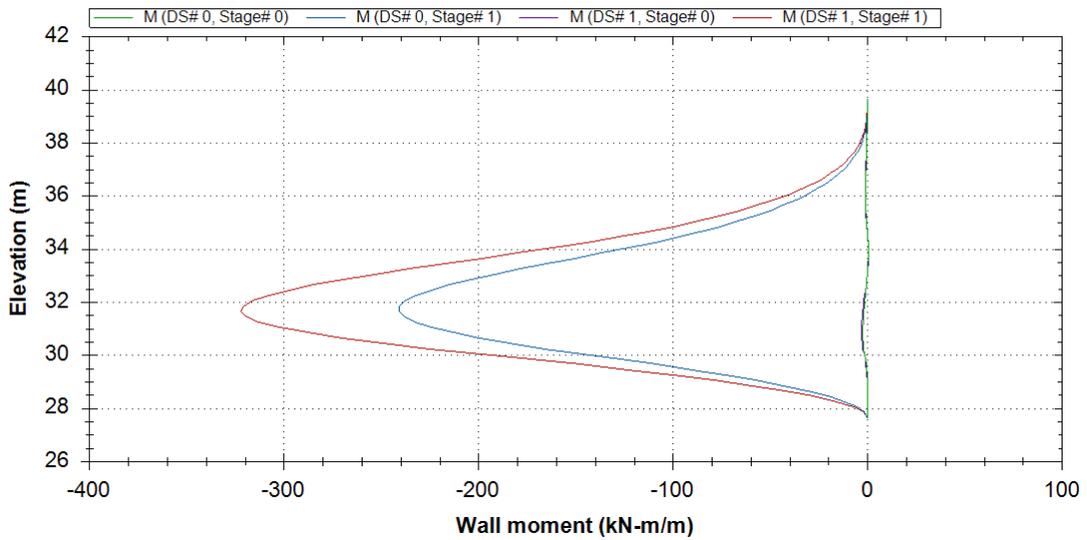
L'appproccio utilizzato ai sensi delle NTC 2008 e Circolare 02-02-2009 è:

A1+M1 per le verifiche strutturali;

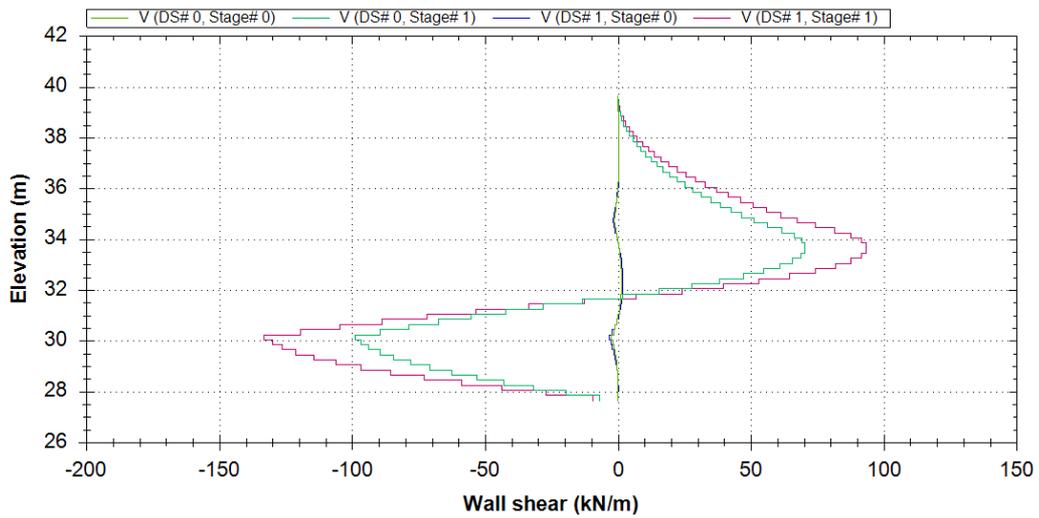
A2+M2 per la verifica del rapport spinta passiva mobilitata/spinta passiva mobilante.

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni:

**Wall Bending Moments**



**Wall shear**



### **Verifiche strutturali:**

Considerando una incidenza di 80 kg/mc, è possibile ottenere l'esito delle seguenti verifiche strutturali.

Elemento	Momento flettente $M_{sd}$	Momento flettente $M_{rd}$	Taglio $V_{sd}$	Taglio $V_{rd}$
Sezione palo 600mm (SLU)	310 kNm	1043 kNm	130	150 kN
Sezione palo 600mm (SLS)	250 kNm	695 kNm (fessurazione 0.2mm)	--	

Le verifiche sono soddisfatte.

### **Verifiche spinta passiva:**

In merito, invece, al rapporto tra la spinta passiva mobilitata e la spinta passiva mobilitante, si è ottenuto un valore di :

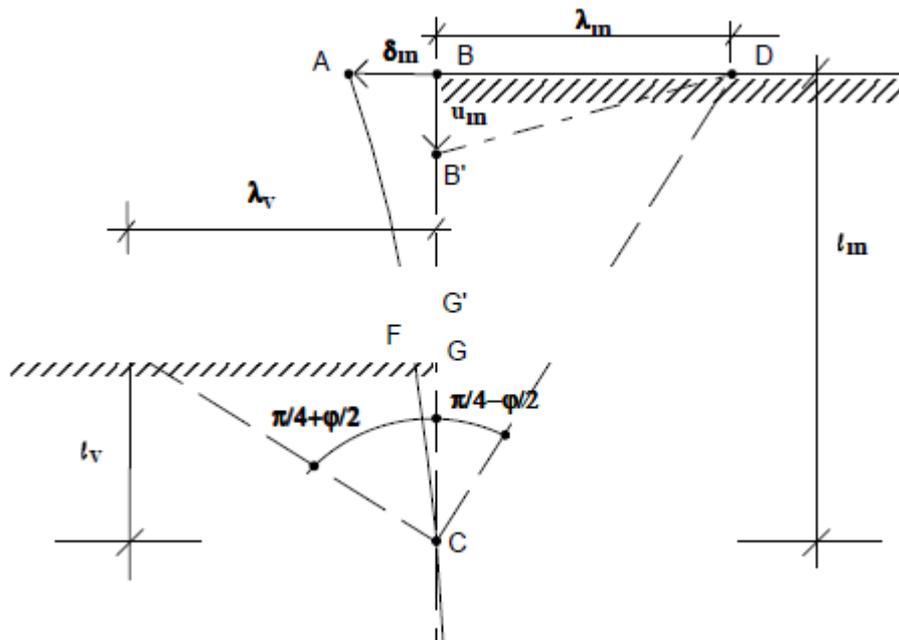
$$A2+M2: S_{\text{passiva mobilitante}} / S_{\text{passiva mobilitata}} = 5.74$$

**Spostamenti:**

Lo spostamento massimo ottenuto in testa alla paratia è di 1.80cm

La distanza dell'asse ferroviario è di 4.60m.

Pertanto, lo spostamento verticale che ne potrebbe derivare assume il valore di:



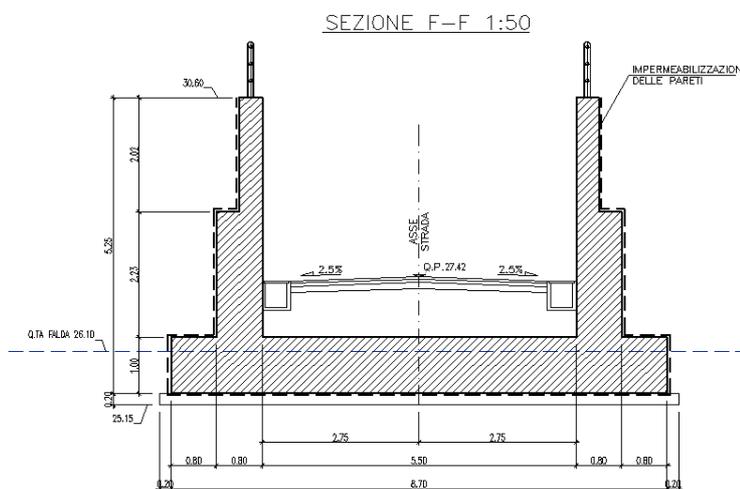
$u_m = 0.02\text{cm}$ .

spostamenti compatibili con la sede ferroviaria.

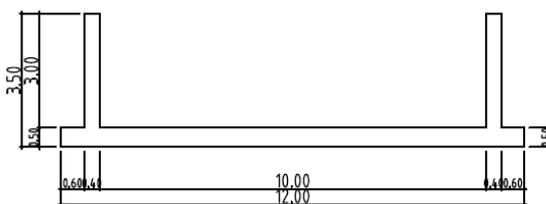
## 12 VALUTAZIONE MURI IMBOCCO

Il dimensionamento dei muri di imbocco è stato effettuato mediante l'analisi di 2 sezioni di calcolo relative a strisce di larghezza pari ad 1 m. Le geometrie delle sezioni di calcolo individuate sono riportate nelle seguenti figure.

Sezione di calcolo  
1  
(Rappresentativa  
dei muri di imbocco  
con paramento di  
altezza media  
compresa fra 6.0  
ed 8.0 m)



Sezione di calcolo  
2  
(Rappresentativa  
dei muri di imbocco  
con paramento di  
altezza massima  
pari a 3.0 m)



**Figura 10 – Sezioni di calcolo muri ad U**

**12.1.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA E CARICHI PERMANENTI PORTATI (CONDIZIONE PERM)**

Il *peso proprio* delle solette di fondazione e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

*Sezione di calcolo 1*Peso soletta inferiore:  $P_{si} = 1.00 \cdot 25 \cdot 1 = 25.0 \text{ kN/m}$ Peso piedritti (parte inferiore):  $P_p = 0.80 \cdot 25 \cdot 1 = 20.0 \text{ kN/m}$ Peso piedritti (parte superiore):  $P_p = 0.40 \cdot 25 \cdot 1 = 10.0 \text{ kN/m}$ *Sezione di calcolo 2*Peso soletta inferiore:  $P_{si} = 0.50 \cdot 25 \cdot 1 = 12.5 \text{ kN/m}$ Peso piedritti :  $P_p = 0.40 \cdot 25 \cdot 1 = 10.0 \text{ kN/m}$ 

Alla soletta di fondazione dei muri è applicato un carico rappresentativo del pacchetto stradale realizzato all'interno dell'opera. Il carico è stato valutato come:

$$\text{PERM} = 8.5 \cdot 0.9 \cdot 20 / 10 = 15.3 \text{ kN/m}^2$$

**12.1.2 SPINTA DEL TERRENO (CONDIZIONI SPTSX E SPTDX)**

Le analisi dei muri di imbocco sono state effettuate in condizioni di spinta attiva. Il coefficiente di spinta è stato calcolato utilizzando la formulazione di Coulomb, per cui si ottiene il valore  $K_a = 0.271$ .

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_b + h_{\text{variabile}} \cdot \gamma_{\text{terreno\_piedritto}}) \cdot K_a$$

per cui risulta:

*Sezione di calcolo 1*

Pressione testa piedritti  $P_1 =$  = 0.00 kN/m<sup>2</sup>

Pressione in asse soletta inferiore  $P_2 = 8.50 \cdot 20 \cdot 0.271$  = 46.07 kN/m

Pressione intradosso soletta inferiore  $P_3 = 9.00 \cdot 20 \cdot 0.271$  = 48.78 kN/m<sup>2</sup>

### Sezione di calcolo 2

Pressione testa piedritti  $P_1 =$  = 0.00 kN/m<sup>2</sup>

Pressione in asse soletta inferiore  $P_2 = 3.25 \cdot 20 \cdot 0.271$  = 17.61 kN/m

Pressione intradosso soletta inferiore  $P_3 = 3.50 \cdot 20 \cdot 0.271$  = 18.97 kN/m<sup>2</sup>

### 12.1.3 CARICHI ACCIDENTALI, RIPARTIZIONE CARICHI VERTICALI (CONDIZIONE ACC-M)

Il carico accidentale agente ai lati dei muri ad U è stato assunto, cautelativamente, sempre pari a 20 KN/mq.

### 12.1.4 SPINTA SUI PIEDRITTI PRODOTTA DAL SOVRACCARICO ( CONDIZIONI SPACCSX E SPACCDX)

La spinta prodotta dal carico accidentale vale:

$$20 \cdot K_a = 5.42 \text{ kN/m}$$

### 12.1.5 AZIONI DELLA FALDA (CONDIZIONE: SPW)

#### Sezione di calcolo 1

Il pelo libero della falda è assunto a 1.25 m dalla quota di intradosso della fondazione del muro.

I valori delle spinte agenti sui piedritti, sono stati calcolati come:

$$P = z \cdot \gamma_w$$

per cui risulta:

$$\text{Pressione quota testa falda} \quad P_{w1} \quad = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pressione in asse soletta inferiore} \quad P_{w2} = 0.75 \cdot 10 \quad = 7.50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Pressione intradosso soletta inferiore} \quad P_{w3} = 1.25 \cdot 10 \quad = 12.5 \text{ kN/m}^2$$

Alle azioni agenti su piedritti sono stati sommati i seguenti carichi:

*Sottospinta idraulica* applicata alla soletta di fondazione  $S_w = 10 \cdot 1.25 = 12.5 \text{ KN/m}^2$ .

### Sezione di calcolo 2

La sezione di calcolo 3 è rappresentativa dei conci dei muri di imbocco per i quali la fondazione è situata al di sopra della quota di progetto del pelo libero della falda, che, pertanto, non produce azioni su tali elementi.

## 12.1.6 AZIONI SISMICHE

### **Forze di inerzia**

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h \cdot W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v \cdot W$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 14/01/2008 si è assegnata all'opera una vita nominale  $V_N \geq 100$  anni ed una III classe d'uso  $C_u = 1.5$ , che danno luogo ad un periodo di riferimento  $V_R = V_N \cdot C_U = 150$  anni.

A seguito di tale assunzione si ha allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a circa  $a_g = 0.22$  g.

Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)			
45.39623042	11.16045713			
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)			
45.397994	11.161602			
Altitudine (mt) .....	26			
Classe dell'edificio	III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi			
Vita Nominale Struttura .....	100			
Periodo di Riferimento per l'azione sismica .....	150			
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g/g$ [-]	$F_o$ [-]	$T^*_c$ [s]
Operatività	90	0.069	2.495	0.263
Danno	151	0.088	2.469	0.270
Salvaguardia Vita	1424	0.217	2.470	0.284
Prevenzione Collasso	2475	0.267	2.384	0.290

**Figura 11 - Parametri sismici**

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

dove:

$S_s = 1.5$       Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_t = 1$         Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{max} = 1,5 \cdot 1 \cdot 0.22g = 0,330 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.330$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h = 0.165$$

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

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Le forze di inerzia applicate al modello di calcolo, pertanto, valgono:

#### *SismaH*

Forza Orizzontale sui Piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti – cautelativamente si considera il massimo spessore del piedritto):

$$F''_h = 20.0 \times 0.330 = 6.60 \text{ kN/m per la Sezione di calcolo 1}$$

$$F''_h = 15.0 \times 0.330 = 4.95 \text{ kN/m per la Sezione di calcolo 2}$$

$$F''_h = 10.0 \times 0.330 = 3.30 \text{ kN/m per la Sezione di calcolo 3}$$

#### **Spinta sismica terreno SPSPDX e SPSSX**

Le spinte delle terre sono state determinate con il metodo di Mononobe-Okabe.

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche vale  $K_{ae} = 0.463$ , pertanto risulta:

$$\Delta K_E = 0.463 - 0.271 = 0.192$$

$$\Delta S_E = 1/2 \cdot \Delta K_E \cdot \gamma \cdot H^2 = 156 \text{ KN/m per la Sezione di calcolo 1}$$

$$\Delta S_E = 1/2 \cdot \Delta K_E \cdot \gamma \cdot H^2 = 86.2 \text{ KN/m per la Sezione di calcolo 2}$$

$$\Delta S_E = 1/2 \cdot \Delta K_E \cdot \gamma \cdot H^2 = 23.5 \text{ KN/m per la Sezione di calcolo 3}$$

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: OPERE D'ARTE: SL10 PROLUNGAMENTO SOTTOVIA Km 29+670 – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. <b>IN0D 00 DI2 CL SL090000 1B</b>	Pag. <b>62 di 103</b>	

Tale risultante è applicata ad un'altezza pari ad H/2 e si è considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

### 12.1.7 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

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

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

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

utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

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

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y$$

avendo indicato con  $E_Y$  la componente orizzontale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo dei muri di imbocco si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR.

**Tabella 5.2.V** – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 14/01/2008)

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

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

(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

(3) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

(4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.

(6) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(7) 1,20 per effetti locali

**Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni (da DM 14/01/2008)**

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$gr_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico ferroviario sono combinate con un coefficiente  $\psi_2 = 0.2$  (punto 3.2.4 del DM 14/01/2008) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

**Tabella 13 – Riepilogo condizioni di carico**

Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Spinta del carico acc. sulla parete di Sinistra	SPACCSX
Spinta del carico acc. sulla parete di Destra	SPACCDX
Azione sismica orizzontale con sisma proveniente da sinistra	Sisma H sx
Azione sismica orizzontale con sisma proveniente da destra	Sisma H dx
Incremento sismico della spinta sul terreno	SPSDX/SX
Spinte idrostatiche della falda	SPW

Si precisa che le combinazioni di carico considerate sono state definite considerando sia l'ipotesi di presenza di falda, con quota assunta pari al livello di progetto, che l'ipotesi di assenza di falda.

Si riportano di seguito le combinazioni allo SLU di carico ritenute più significative.

Combinazione fondamentale

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

**Tabelle 14a/3b – Combinazioni di carico A1 (non sismiche)**

Combinazioni di carico A1 (non sismiche) - assenza di falda					
	1-A1	2-A1	3-A1	4-A1	5-A1
<b>DEAD</b>	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
<b>PERM</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>SPTSX</b>	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35

<b>SPTDX</b>	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00
<b>SPACCSX</b>	0.00	1.50	1.50	1.50	1.50
<b>SPACCDX</b>	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00
<b>SPW</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

<b>Combinazioni di carico A1 (non sismiche) – presenza di falda</b>					
	<b>1-A1</b>	<b>2-A1</b>	<b>3-A1</b>	<b>4-A1</b>	<b>5-A1</b>
<b>DEAD</b>	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
<b>PERM</b>	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
<b>SPTSX</b>	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35
<b>SPTDX</b>	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00
<b>SPACCSX</b>	0.00	1.50	1.50	1.50	1.50
<b>SPACCDX</b>	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00
<b>SPW</b>	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50

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

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

**Tabelle 15a/4b – Combinazioni di carico sismiche (sisma proveniente da sinistra)**

<b>Combinazioni di carico sismiche - assenza di falda</b>		
	<b>SH1</b>	<b>SH2</b>
<b>DEAD</b>	1.00	1.00
<b>PERM</b>	0.00	0.00
<b>SPTSX</b>	1.00	1.00
<b>SPTDX</b>	1.00	1.00
<b>SPACCSX</b>	0.20	0.00
<b>SPACCDX</b>	0.00	0.20
<b>Sisma H sx</b>	1.00	-1.00
<b>Sisma H dx</b>	0.00	0.00
<b>SPSDX</b>	0.00	1.00
<b>SPSSX</b>	1.00	0.00
<b>SPW</b>	0.00	0.00

<b>Combinazioni di carico sismiche - presenza di falda</b>		
	<b>SH1</b>	<b>SH2</b>
<b>DEAD</b>	1.00	1.00
<b>PERM</b>	1.00	1.00
<b>SPTSX</b>	1.00	1.00
<b>SPTDX</b>	1.00	1.00
<b>SPACCSX</b>	0.20	0.00
<b>SPACCDX</b>	0.00	0.20
<b>Sisma H sx</b>	1.00	-1.00
<b>Sisma H dx</b>	0.00	0.00
<b>SPSDX</b>	0.00	1.00
<b>SPSSX</b>	1.00	0.00
<b>SPW</b>	1.00	1.00

Combinazione caratteristica (rara):

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

**Tabelle 16a/5b – Combinazioni di SLE RARA**

<b>Combinazioni di carico SLE RARA - assenza di falda</b>			
	<b>1-R</b>	<b>2-R</b>	<b>3-R</b>
<b>DEAD</b>	1.00	1.00	1.00
<b>PERM</b>	0.00	0.00	0.00
<b>SPTSX</b>	1.00	1.00	1.00
<b>SPTDX</b>	1.00	1.00	1.00
<b>SPACCSX</b>	0.00	1.00	1.00
<b>SPACCDX</b>	0.00	0.00	1.00
<b>SPW</b>	0.00	0.00	0.00

<b>Combinazioni di carico SLE RARA - presenza di falda</b>			
	<b>1-R</b>	<b>2-R</b>	<b>3-R</b>
<b>DEAD</b>	1.00	1.00	1.00
<b>PERM</b>	1.00	1.00	1.00
<b>SPTSX</b>	1.00	1.00	1.00
<b>SPTDX</b>	1.00	1.00	1.00
<b>SPACCSX</b>	0.00	1.00	1.00
<b>SPACCDX</b>	0.00	0.00	1.00
<b>SPW</b>	1.00	1.00	1.00

Combinazione frequente:

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

**Tabelle 17a/6b – Combinazioni di SLE FREQUENTE**

<b>Combinazioni di carico SLE FREQUENTE - assenza di falda</b>			
	<b>1-FR</b>	<b>2-FR</b>	<b>3-FR</b>
<b>DEAD</b>	1.00	1.00	1.00
<b>PERM</b>	0.00	0.00	0.00
<b>SPTSX</b>	1.00	1.00	1.00
<b>SPTDX</b>	1.00	1.00	1.00
<b>SPACCSX</b>	0.00	0.50	0.50
<b>SPACCDX</b>	0.00	0.00	0.50
<b>SPW</b>	0.00	0.00	0.00

<b>Combinazioni di carico SLE FREQUENTE - presenza di falda</b>			
	<b>1-FR</b>	<b>2-FR</b>	<b>3-FR</b>
<b>DEAD</b>	1.00	1.00	1.00
<b>PERM</b>	1.00	1.00	1.00

<b>SPTSX</b>	1.00	1.00	1.00
<b>SPTDX</b>	1.00	1.00	1.00
<b>SPACCSX</b>	0.00	0.50	0.50
<b>SPACCDX</b>	0.00	0.00	0.50
<b>SPW</b>	1.00	1.00	1.00

Combinazione quasi permanente:

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

**Tabelle 18a/7b – Combinazioni di SLE QUASI PERMANENTE**

<b>Combinazioni di carico SLE QUASI PERMANENTE - assenza di falda</b>	
	<b>1-QP</b>
<b>DEAD</b>	1.00
<b>PERM</b>	0.00
<b>SPTSX</b>	1.00
<b>SPTDX</b>	1.00
<b>SPACCSX</b>	0.00
<b>SPACCDX</b>	0.00
<b>SPW</b>	0.00

<b>Combinazioni di carico SLE QUASI PERMANENTE - assenza di falda</b>	
	<b>1-QP</b>
<b>DEAD</b>	1.00
<b>PERM</b>	1.00
<b>SPTSX</b>	1.00
<b>SPTDX</b>	1.00
<b>SPACCSX</b>	0.00
<b>SPACCDX</b>	0.00
<b>SPW</b>	1.00

### 12.1.8 MODELLAZIONE ADOTTATA

I modelli di calcolo utilizzati per schematizzare le sezioni di calcolo esaminate sono quelli classici di muro ad U su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000 v.15.1.0.

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

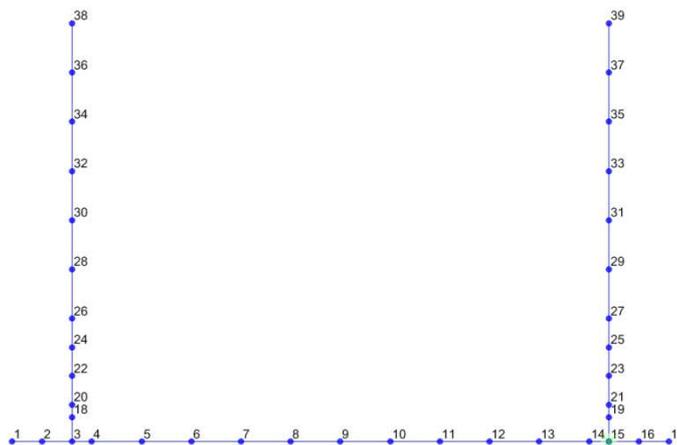
Piedritti = Sezione 100 x 80/60/40 cmq

Soletta di fondazione = Sezione 100 x 100/70/50 cmq

La modellazione dei piedritti è stata effettuata mediante un insieme di aste.

I muri sono stati considerati vincolati alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

Di seguito sono riportate delle viste con numerazione dei nodi e con numerazione degli elementi che costituiscono i modelli di calcolo analizzati.



**Figura 12 - Modello F.E.M sezione di calcolo 1 - numerazione nodi**

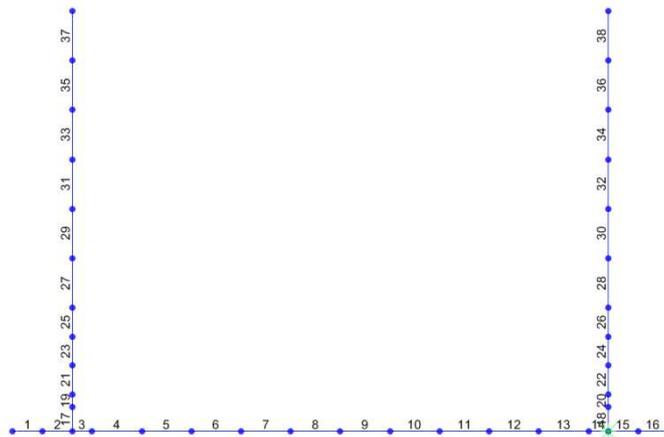


Figura 13 - Modello F.E.M. sezione di calcolo 1 – numerazione aste

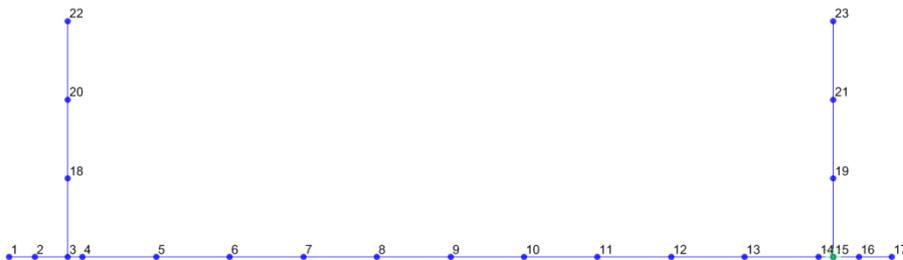


Figura 14 - Modello F.E.M. sezione di calcolo 2 - numerazione nodi

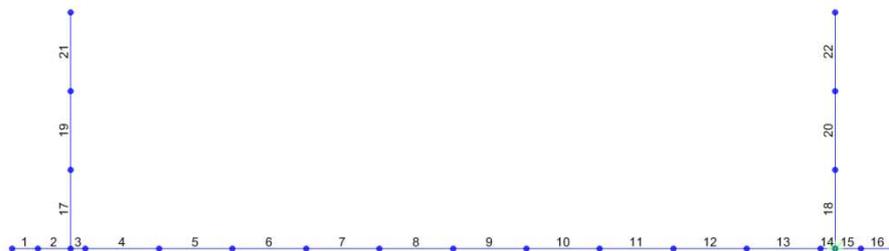


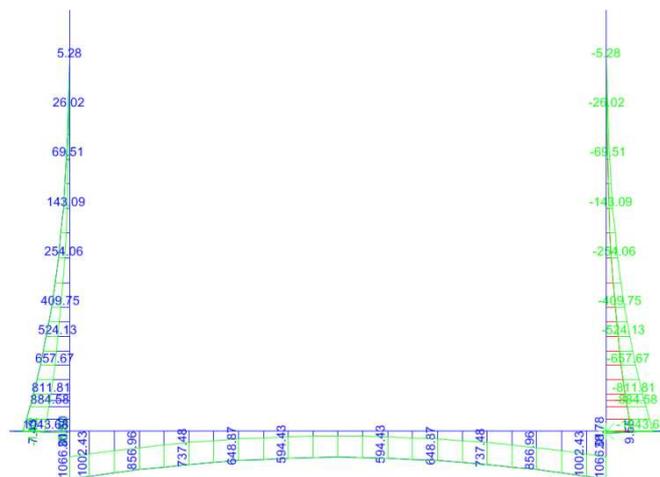
Figura 15 - Modello F.E.M. sezione di calcolo 2– numerazione aste

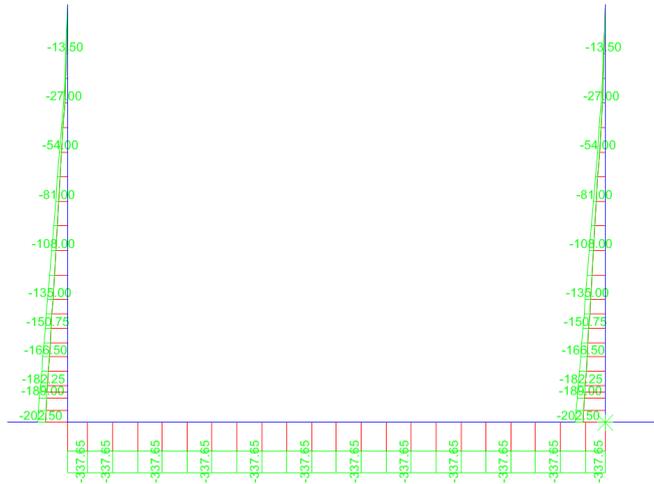
**12.1.9 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE – SEZIONE DI CALCOLO 1**

Di seguito si riportano i diagrammi di involuppo delle caratteristiche delle sollecitazioni di Taglio, Flessione e Sforzo normale, ottenuti per la Sezione di calcolo 1, rispettivamente per:

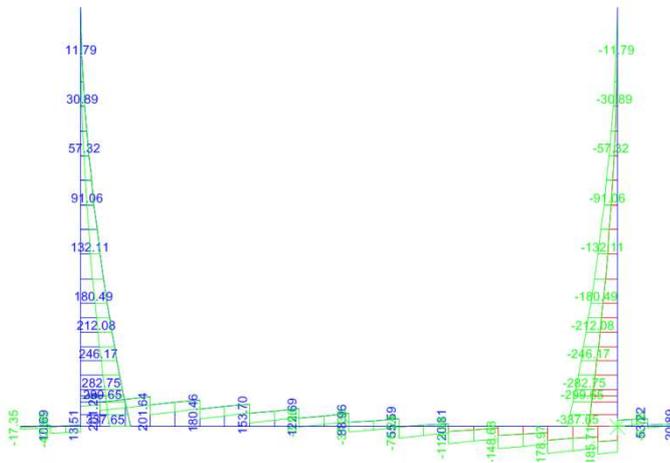
- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLU (A1)
- le combinazioni delle azioni in presenza di sisma (SISMA ORIZZONTALE)
- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLE in condizione RARA
- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLE in condizione FREQUENTE
- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLE in condizione QUASI PERMANENTE

Inv SLU – A1



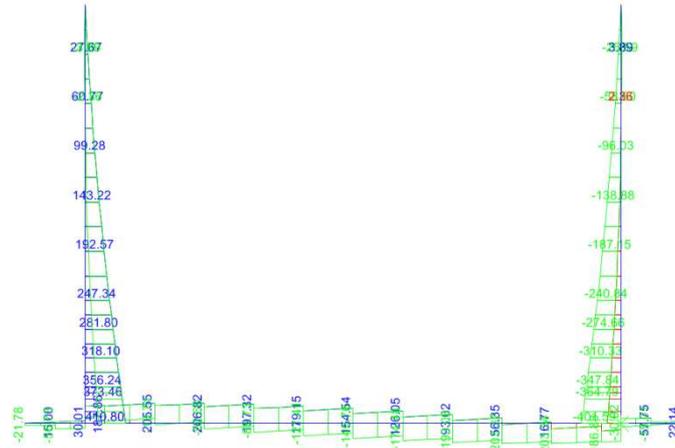


**Figura 17 – A1 – Diagramma dello sforzo normale**



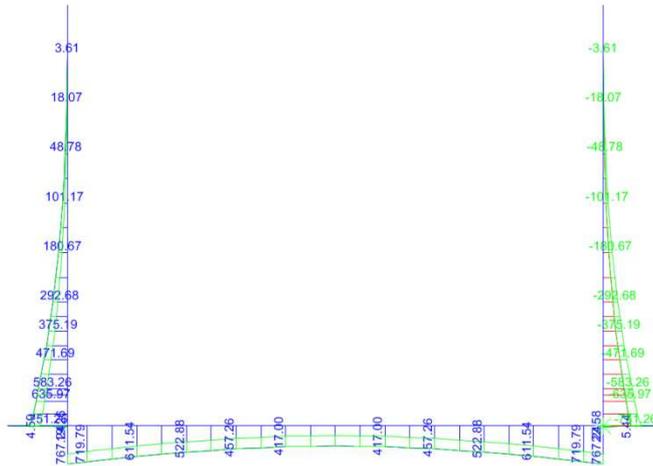
**Figura 18 – A1 – Diagramma del taglio**





**Figura 21 - SISMA ORIZZONTALE – Diagramma del taglio**

Inv\_SLE RARA



**Figura 22 - Inv\_SLE RARA – Diagramma del momento flettente**

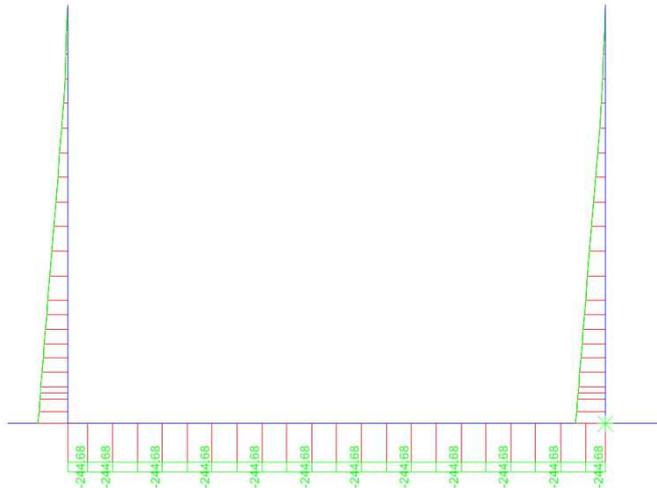


Figura 23 - Inv\_SLE RARA – Diagramma dello sforzo normale

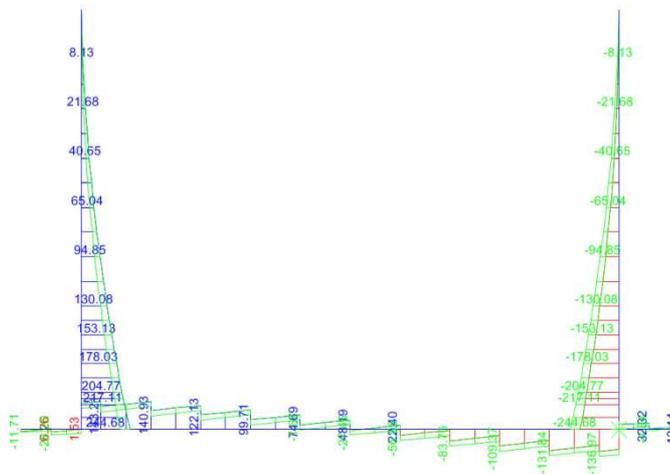


Figura 24 - Inv\_SLE RARA – Diagramma del taglio



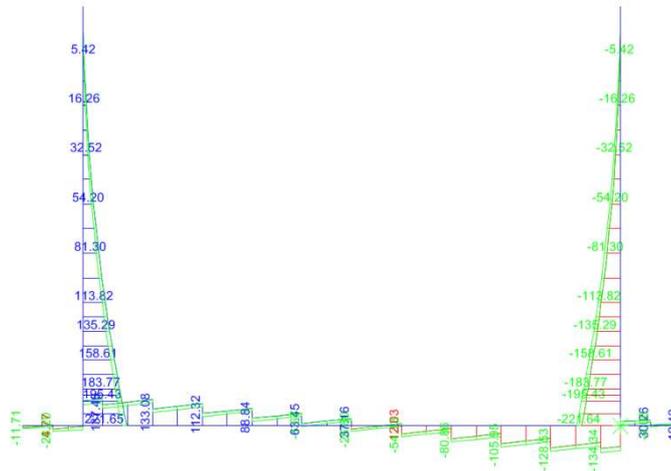


Figura 27 - Inv\_SLE FREQUENTE – Diagramma del taglio

Inv\_SLE QUASI PERMANENTE

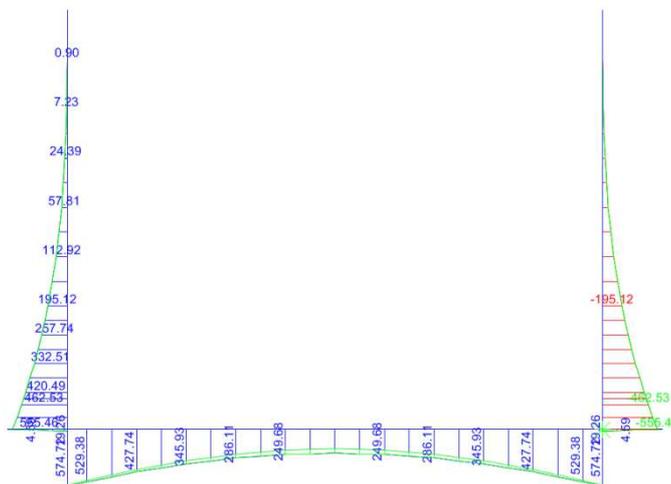
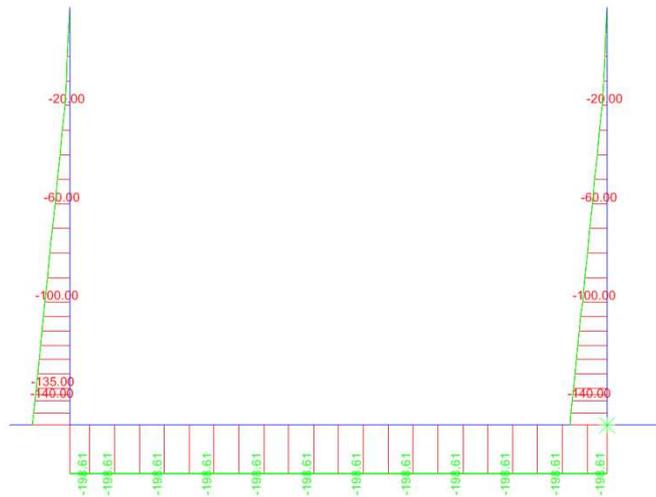
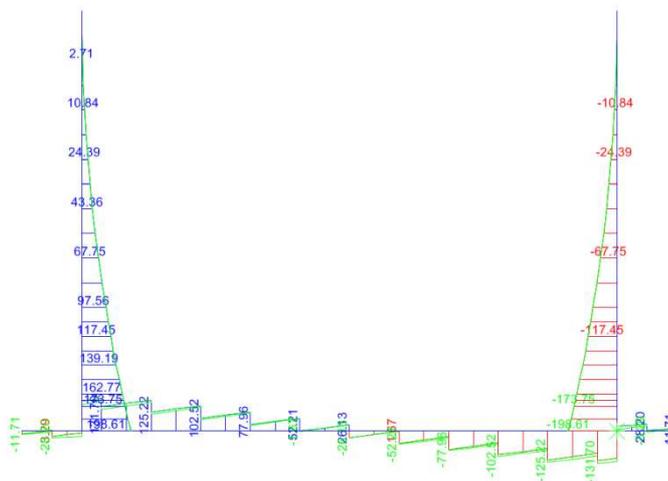


Figura 28 - Inv\_SLE QUASI PERMANENTE – Diagramma del momento flettente

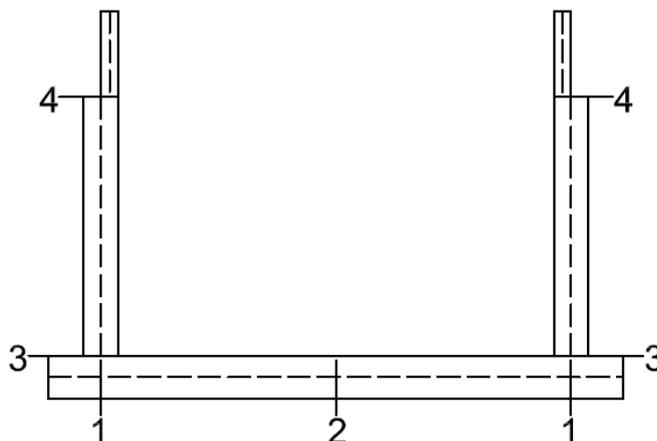


**Figura 29 - Inv\_SLE QUASI PERMANENTE – Diagramma dello sforzo normale**



**Figura 30 - Inv\_SLE QUASI PERMANENTE – Diagramma del taglio**

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori massimi delle sollecitazioni ricavati per le sezioni oggetto di verifica ed indicate in figura.



**Figura 31 - Sezioni di verifica**

**Tabella 19 – Sollecitazioni di verifica SLU – A1**

Sollecitazioni di verifica SLU – A1				
Sezione	$M_{Ed}$ KNm	$N_{Ed,min, corrisp}$ KN	Combinazione	$V_{Ed}$ KN
1	1066	-338	4 A1+F	202
2	594	-338	4 A1+F	-
3	885	-189	4 A1+F	300
4	26	-27	4 A1+F	31

**Tabella 20 - Sollecitazioni di verifica SISMA ORIZZONTALE**

Sollecitazioni di verifica SISMA ORIZZONTALE				
Sezione	$M_{Ed}$ KNm	$N_{Ed,min, corrisp}$ KN	Combinazione	$V_{Ed}$ KN
1	1448	-411	SH1+F	206
2	466	-411	SH1+F	-
3	1261	-140	SH1+F	373
4	57	-20	SH1+F	61

**Tabella 21 - Sollecitazioni di verifica SLE RARA**

Sollecitazioni di verifica SLE RARA			
Sezione	$M_{Ed}$ KNm	$N_{Ed,min, corrisp}$ KN	Combinazione
1	767	-245	3 R+F
2	417	-245	3 R+F
3	636	-140	3 R+F
4	18	-20	3 R+F

**Tabella 22 - Sollecitazioni di verifica SLE FREQUENTE**

Sollecitazioni di verifica SLE FREQUENTE			
Sezione	$M_{Ed}$ KNm	$N_{Ed,min, corrisp}$ KN	Combinazione
1	671	-222	3 FR+F
2	333	-222	3 FR+F
3	549	-140	3 FR+F
4	13	-20	3 FR+F

**Tabella 23 - Sollecitazioni di verifica SLE QUASI PERMANENTE**

Sollecitazioni di verifica SLE QUASI PERMANENTE			
Sezione	$M_{Ed}$ KNm	$N_{Ed,min, corrisp}$ KN	Combinazione
1	575	-199	1 QP+F
2	250	-199	1 QP+F
3	463	-140	1 QP+F
4	7	-20	1 QP+F

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: OPERE D'ARTE: SL10 PROLUNGAMENTO SOTTOVIA Km 29+670 – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	<b>IN0D 00 DI2 CL SL090000 1B</b>	<b>Pag. 82 di 103</b>

#### 12.1.10 VERIFICHE AGLI SLU ED AGLI SLE (STR) – SEZIONE DI CALCOLO 1

Le verifiche a pressoflessione sono state effettuate con l'ausilio del software commerciale Presflè+ 5.19 distribuito dalla Concrete.

Nelle verifiche delle solette di copertura e di fondazione, cautelativamente, non si è tenuto in conto del contributo dello sforzo normale.

Si riportano, di seguito, i risultati ottenuti. Si precisa che con:

B è stata indicata la larghezza delle sezioni oggetto di verifica, assunta sempre pari a 100 cm;

H è indicato lo spessore delle sezioni oggetto di verifica;

c è indicato il copriferro di calcolo, valutato sommando al minimo di normativa (5.0 cm) lo spazio necessario alla collocazione di eventuali barre di ripartizione e/o legature previste per l'incremento della resistenza a taglio, assunto pari a 2.0 cm;

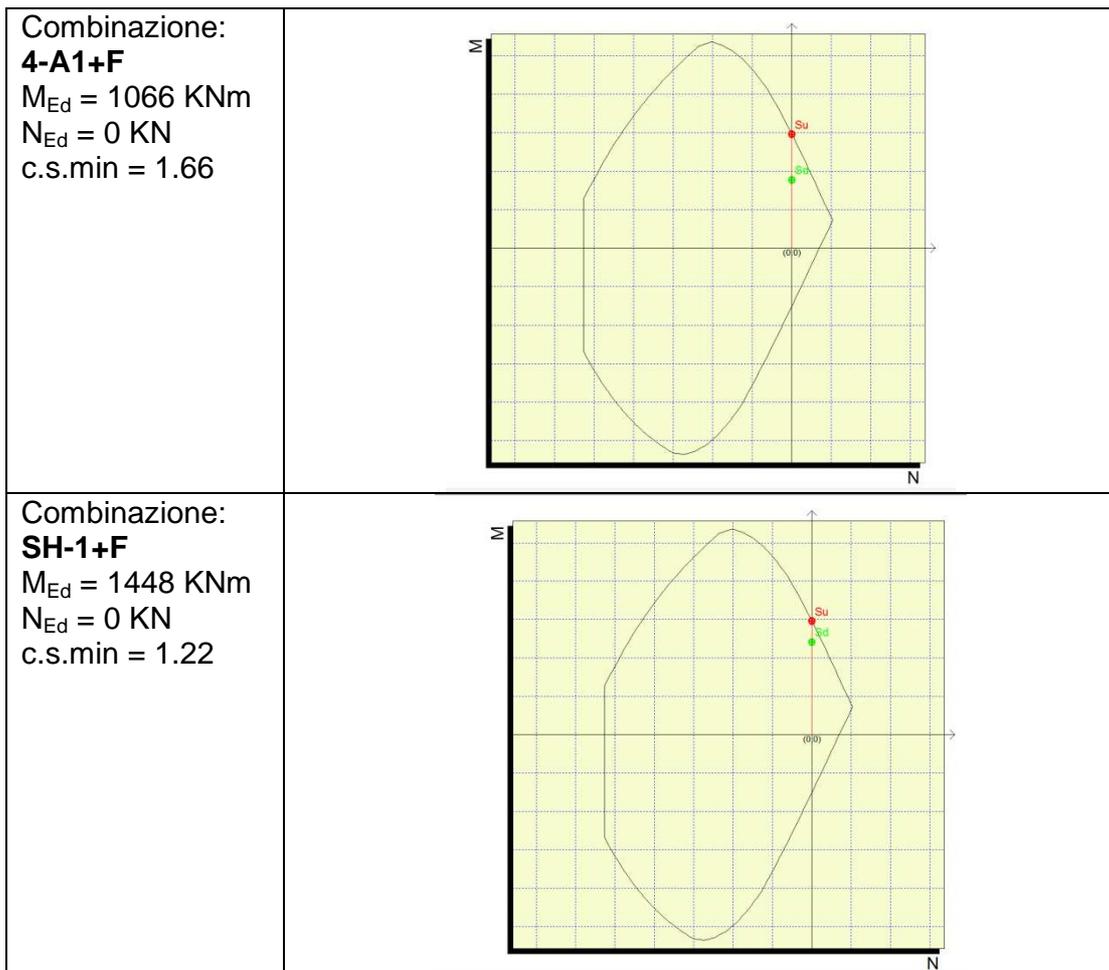
Af è indicato il quantitativo minimo di armatura da prevedere al lembo teso della sezione;

A'f è indicato il quantitativo minimo di armatura da prevedere al lembo compresso della sezione;

c.s. min è il minimo coefficiente di sicurezza ottenuto nella verifica.

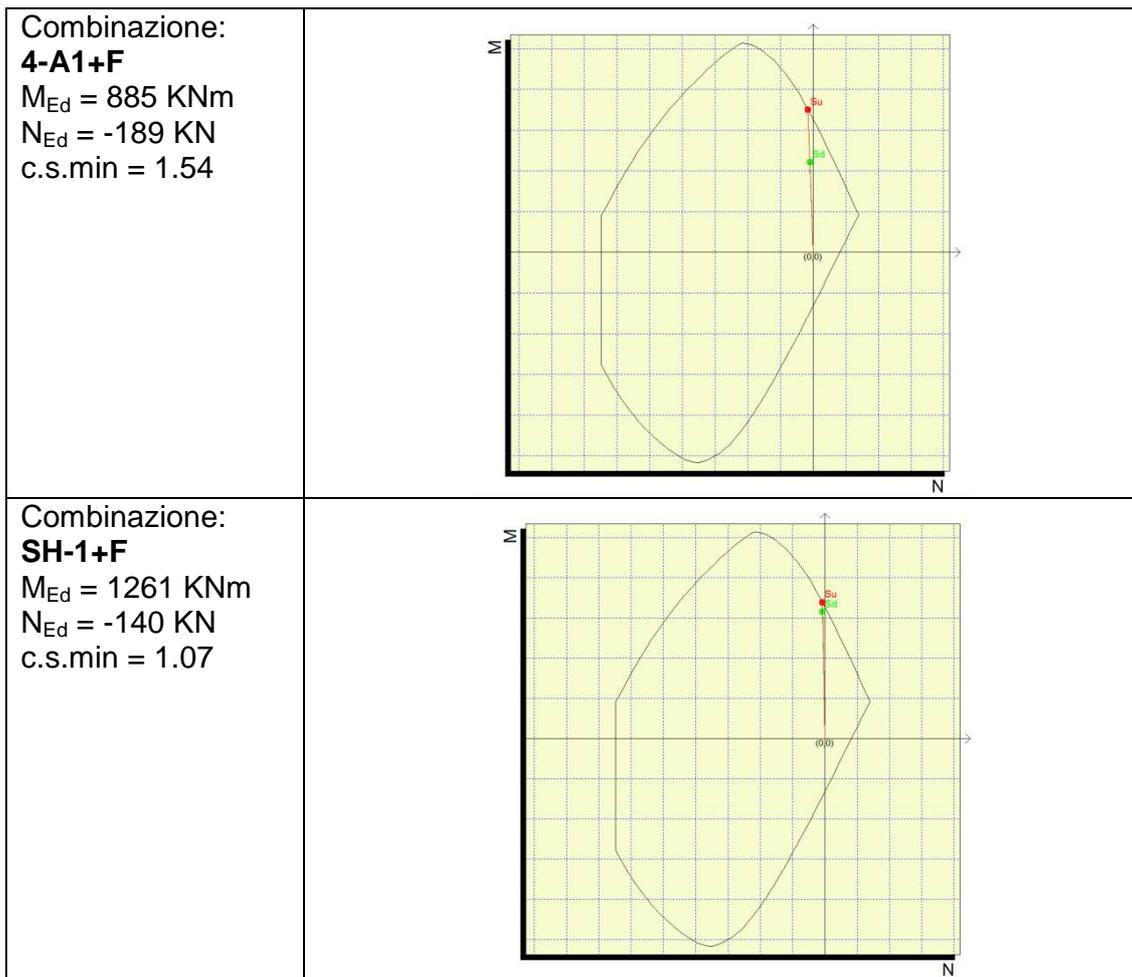
**Sezioni 1-2**

B = 100 cm H = 80 cm c = 7 cm As = 10φ26 A's= 5φ26



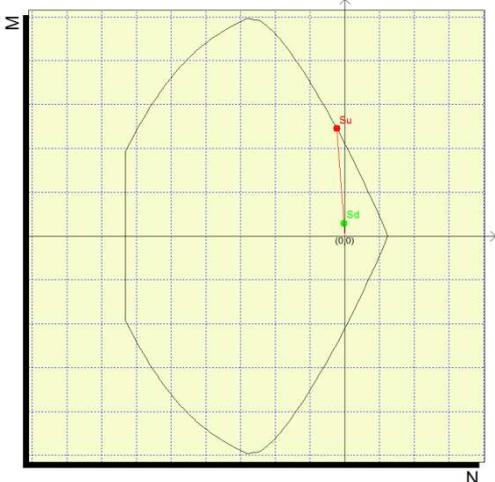
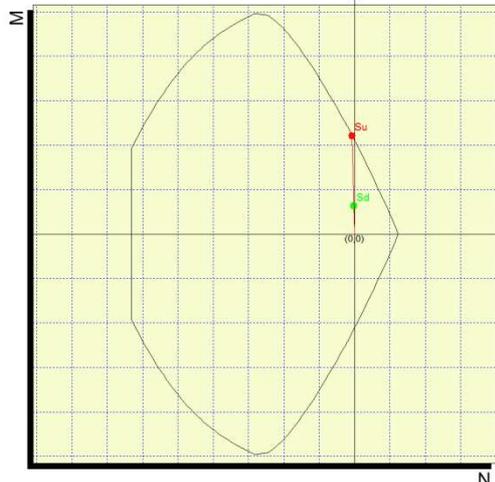
**Sezione 3**

B = 100 cm H = 80 cm c = 7 cm As = 5φ26+5φ26 A's= 5φ22



**Sezione 4**

B = 100 cm H = 40 cm c = 7 cm As = 5φ20 A's= 5φ20

<p>Combinazione: <b>4-A1+F</b>  <math>M_{Ed} = 26 \text{ KNm}</math>  <math>N_{Ed} = -27 \text{ KN}</math>                  c.s.min &gt;&gt;1</p>	
<p>Combinazione: <b>SH-1+F</b>  <math>M_{Ed} = 57 \text{ KNm}</math>  <math>N_{Ed} = -20 \text{ KN}</math>                  c.s.min = 3.38</p>	

### 12.1.11 VERIFICHE A TAGLIO

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ ;
- $\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$
- $d$  = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- $b_w = 1000$  mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  è il minimo tra la resistenza a taglio trazione  $V_{Rsd}$  e la resistenza a taglio compressione  $V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

I risultati ottenuti dalle verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate per la struttura in esame sono riepilogati nella seguente tabella. Cautelativamente, le verifiche sono effettuate trascurando il contributo dello sforzo normale.

**Tabella 24 - Verifiche di resistenza a taglio**

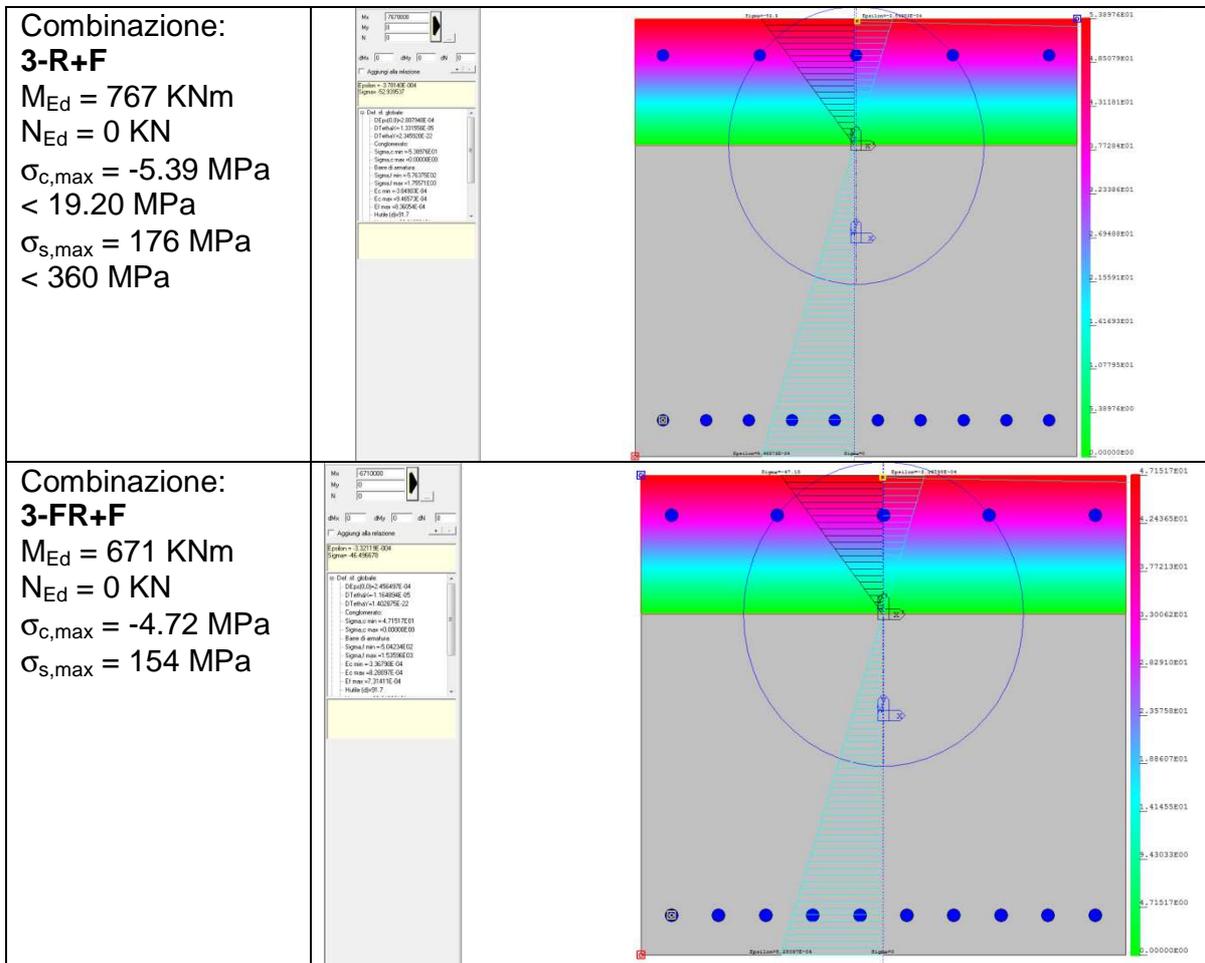
Verifica a taglio						
Sezione	$V_{Ed}$	b	h	$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	Armatura a taglio
	KN	cm	cm	KN	KN	
1	202	100	100	412	-	-
2	-	100	100	-	-	-
3	373	100	80	358	521	Legature □ 12/40x40
4	61	100	40	167	-	-

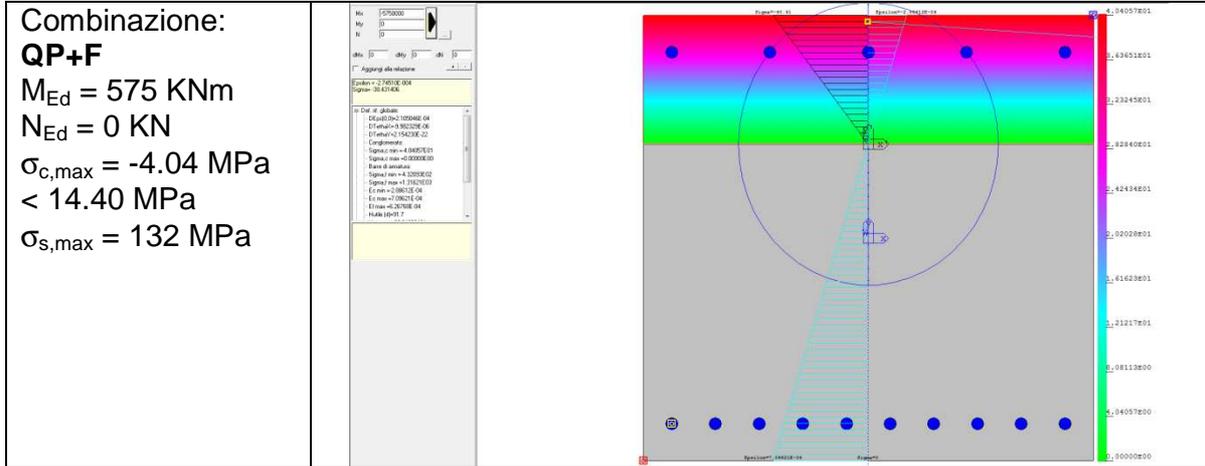
**12.1.12 VERIFICHE TENSIONALI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Nelle seguenti tabelle sono riportati i risultati delle verifiche agli stati limite di esercizio.

**Sezioni 1-2**

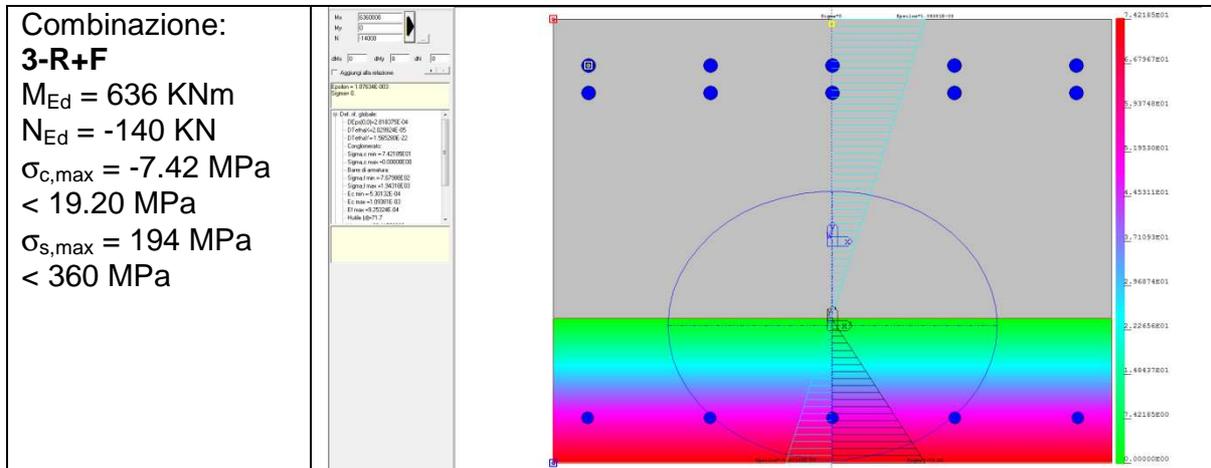
$B = 100 \text{ cm}$   $H = 80 \text{ cm}$   $c = 7 \text{ cm}$   $A_s = 10\phi 26$   $A's = 5\phi 26$



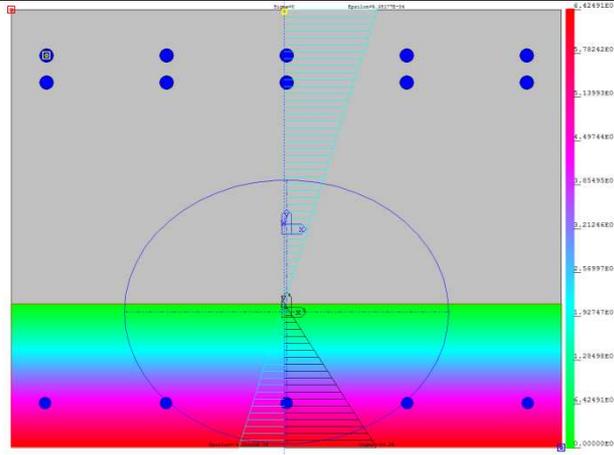


**Sezione 3**

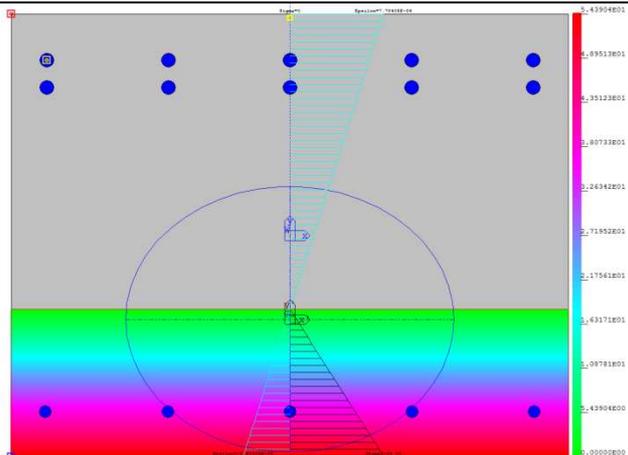
$B = 100 \text{ cm}$   $H = 80 \text{ cm}$      $c = 7 \text{ cm}$      $A_s = 5\phi 26 + 5\phi 26$      $A's = 5\phi 22$



Combinazione:  
**3-FR+F**  
 $M_{Ed} = 549 \text{ KNm}$   
 $N_{Ed} = -140 \text{ KN}$   
 $\sigma_{c,max} = -6.42 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{s,max} = 166 \text{ MPa}$

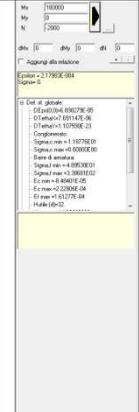
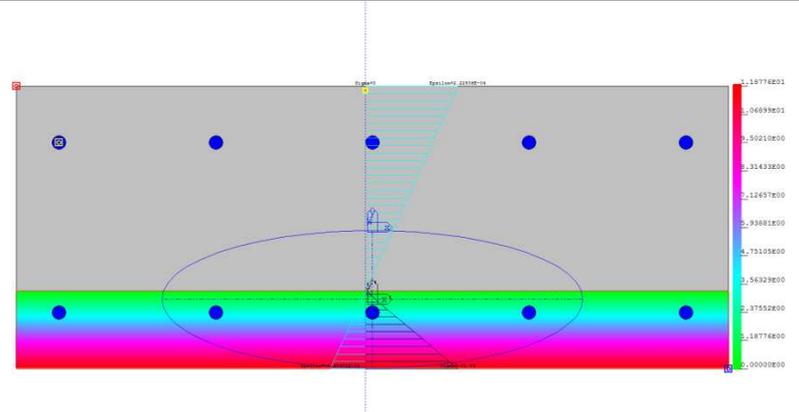
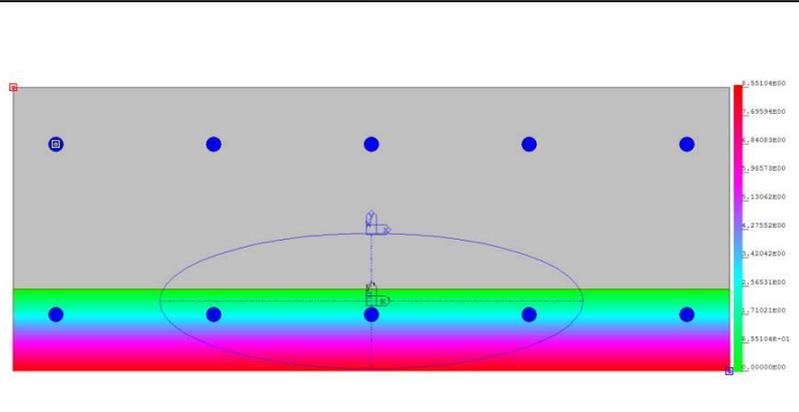


Combinazione:  
**QP+F**  
 $M_{Ed} = 463 \text{ KNm}$   
 $N_{Ed} = -140 \text{ KN}$   
 $\sigma_{c,max} = -5.44 \text{ MPa}$   
 $< 14.40 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{s,max} = 138 \text{ MPa}$



**Sezione 4**

$B = 100 \text{ cm}$   $H = 40 \text{ cm}$   $c = 7 \text{ cm}$   $A_s = 5\phi 20$   $A's = 5\phi 20$

<p>Combinazione: <b>3-R+F</b>  <math>M_{Ed} = 18 \text{ KNm}</math>  <math>N_{Ed} = -20 \text{ KN}</math>  <math>\sigma_{c,max} = -1.19 \text{ MPa}</math>  <math>&lt; 19.20 \text{ MPa}</math>  <math>\sigma_{s,max} = 34 \text{ MPa}</math>  <math>&lt; 360 \text{ MPa}</math></p>		
<p>Combinazione: <b>3-FR+F</b>  <math>M_{Ed} = 13 \text{ KNm}</math>  <math>N_{Ed} = -20 \text{ KN}</math>  <math>\sigma_{c,max} = -0.86 \text{ MPa}</math>  <math>\sigma_{s,max} = 23 \text{ MPa}</math></p>		
<p>Combinazione: <b>1 QP+F</b>  <math>M_{Ed} = 7 \text{ KNm}</math>  <math>N_{Ed} = -20 \text{ KN}</math>  <math>\sigma_{c,max} = -0.65 \text{ MPa}</math>  <math>&lt; 14.40 \text{ MPa}</math>  <math>\sigma_{s,max} = 16 \text{ MPa}</math></p>	<p>Si omettono le verifiche in condizioni di carico quasi permanenti, in quanto ampiamente soddisfatte.</p>	

**12.1.13 VERIFICHE A FESSURAZIONE**

Nelle seguenti tabelle sono riportati i risultati delle verifiche agli stati limite di esercizio.

**Sezioni 1-2**

**B = 100 cm H = 80 cm c = 7 cm As = 10φ26 A's= 5φ26**

<p>Combinazione: <b>3-FR+F</b></p> <p><math>M_{Ed} = 671 \text{ KNm}</math></p> <p><math>N_{Ed} = 0 \text{ KN}</math></p> <p><math>w_{max} = 0.168 \text{ mm}</math></p> <p><math>&lt; 0.30 \text{ mm}</math></p>		
<p>Combinazione: <b>QP+F</b></p> <p><math>M_{Ed} = 575 \text{ KNm}</math></p> <p><math>N_{Ed} = 0 \text{ KN}</math></p> <p><math>w_{max} = 0.132 \text{ mm}</math></p> <p><math>&lt; 0.20 \text{ mm}</math></p>		

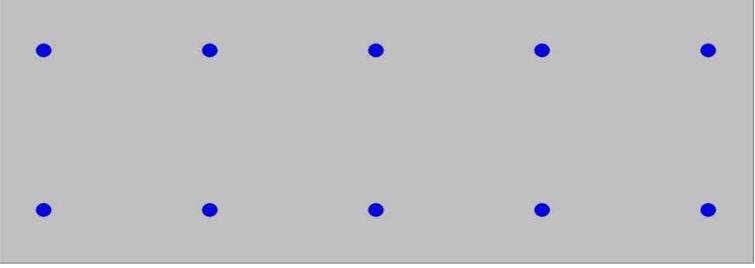
**Sezione 3**

$B = 100 \text{ cm}$   $H = 80 \text{ cm}$   $c = 7 \text{ cm}$   $A_s = 5\phi 26 + 5\phi 26$   $A'_s = 5\phi 22$

<p>Combinazione: <b>3-FR+F</b>  <math>M_{Ed} = 549 \text{ KNm}</math>  <math>N_{Ed} = -140 \text{ KN}</math>  <math>w_{max} = 0.185 \text{ mm}</math>  <math>&lt; 0.30 \text{ mm}</math></p>		
<p>Combinazione: <b>QP+F</b>  <math>M_{Ed} = 463 \text{ KNm}</math>  <math>N_{Ed} = -140 \text{ KN}</math>  <math>w_{max} = 0.142 \text{ mm}</math>  <math>&lt; 0.20 \text{ mm}</math></p>		

**Sezione 4**

$B = 100 \text{ cm}$   $H = 40 \text{ cm}$   $c = 7 \text{ cm}$   $A_s = 5\phi 20$   $A'_s = 5\phi 20$

<p>Combinazione: <b>3-FR+F</b> <math>M_{Ed} = 13 \text{ KNm}</math> <math>N_{Ed} = -20 \text{ KN}</math> <math>w_{max} = 0.0 \text{ mm}</math> <math>&lt; 0.30 \text{ mm}</math></p>		
<p>Combinazione: <b>1 QP+F</b> <math>M_{Ed} = 7 \text{ KNm}</math> <math>N_{Ed} = -20 \text{ KN}</math> <math>w_{max} = 0.0 \text{ mm}</math> <math>&lt; 0.20 \text{ mm}</math></p>	<p>Si omettono le verifiche in condizioni di carico quasi permanenti, in quanto ampiamente soddisfatte.</p>	

**12.1.14 VERIFICHE AGLI SLU ED AGLI SLE (STR) – SEZIONE DI CALCOLO 2**

Le verifiche a pressoflessione sono state effettuate con l'ausilio del software commerciale Presflè+ 5.19 distribuito dalla Concrete.

Nelle verifiche delle solette di copertura e di fondazione, cautelativamente, non si è tenuto in conto del contributo dello sforzo normale.

Si riportano, di seguito, i risultati ottenuti. Si precisa che con:

B è stata indicata la larghezza delle sezioni oggetto di verifica, assunta sempre pari a 100 cm;

H è indicato lo spessore delle sezioni oggetto di verifica;

c è indicato il copriferro di calcolo, valutato sommando al minimo di normativa (5.0 cm) lo spazio necessario alla collocazione di eventuali barre di ripartizione e/o legature previste per l'incremento della resistenza a taglio, assunto pari a 2.0 cm;

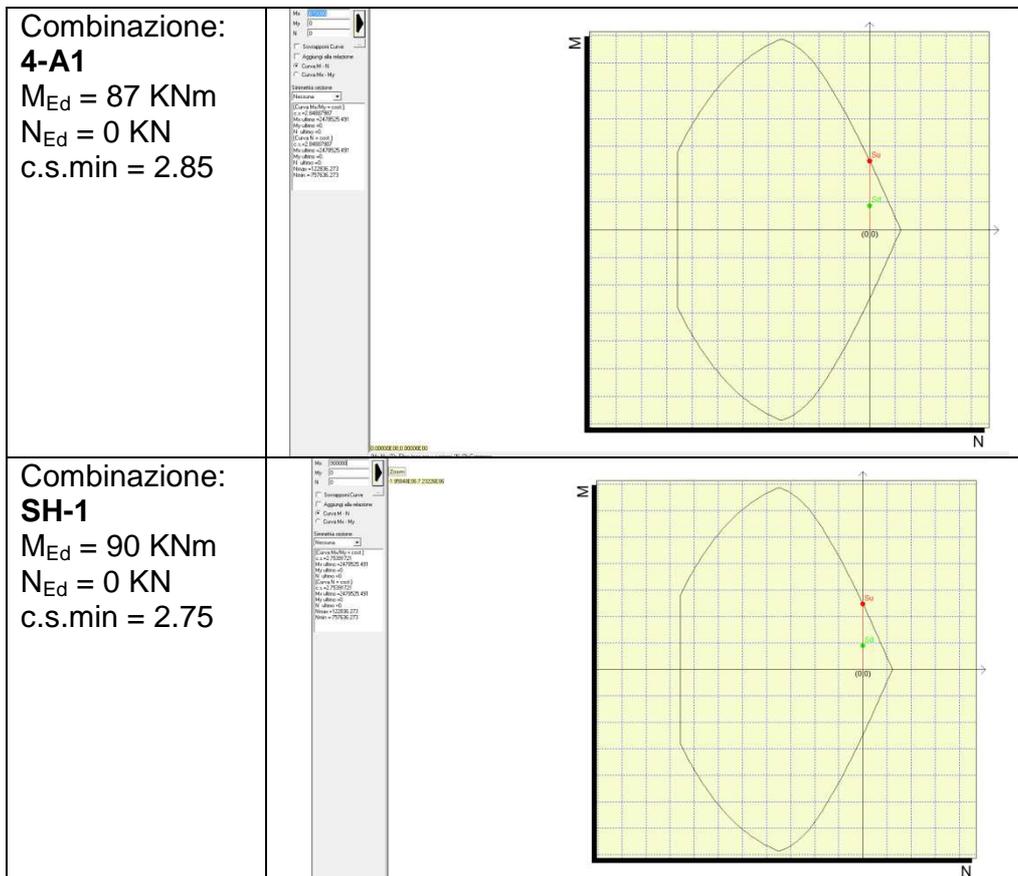
Af è indicato il quantitativo minimo di armatura da prevedere al lembo teso della sezione;

$A_f$  è indicato il quantitativo minimo di armatura da prevedere al lembo compresso della sezione;

c.s. min è il minimo coefficiente di sicurezza ottenuto nella verifica.

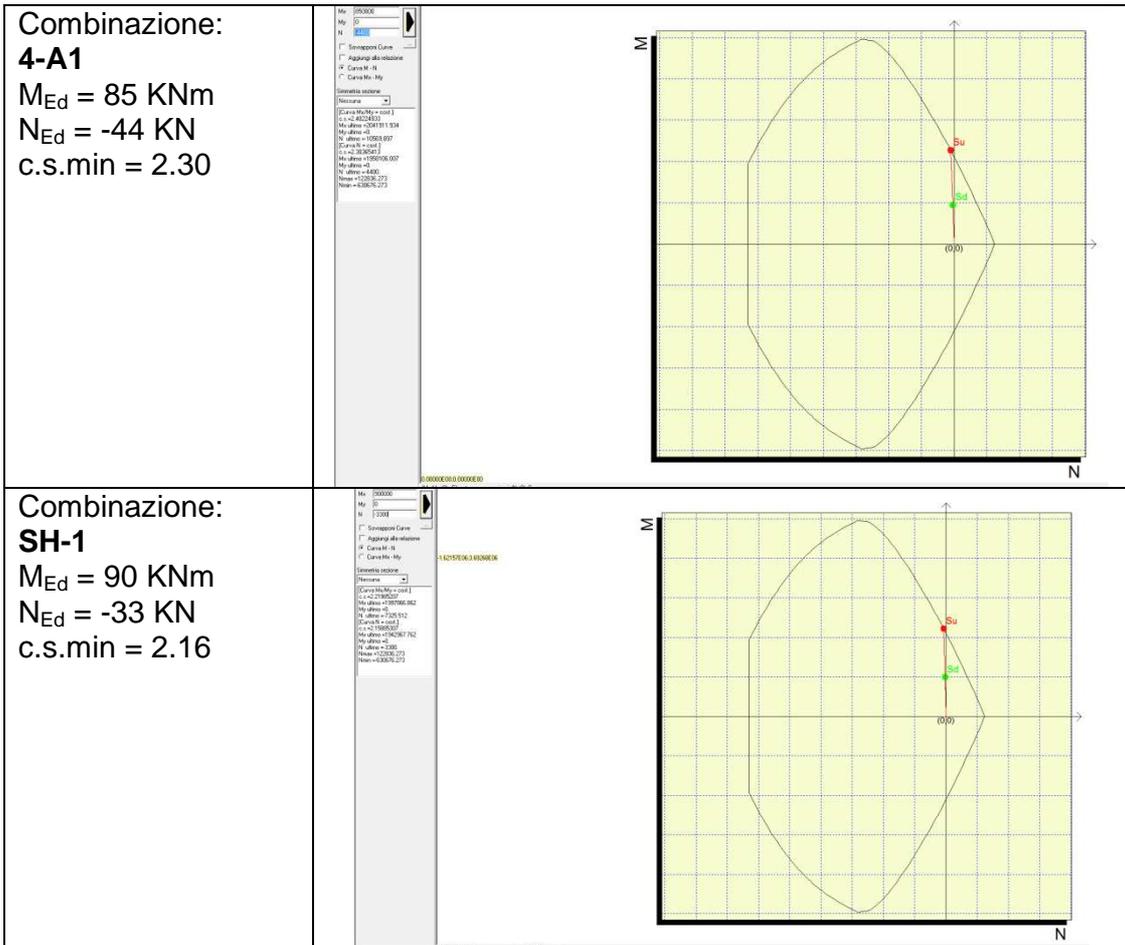
**Sezioni 1 - 2**

$B = 100 \text{ cm}$     $H = 50 \text{ cm}$     $c = 7 \text{ cm}$     $A_s = 5\phi 20$     $A'_s = 5\phi 20$



**Sezione 3**

$B = 100 \text{ cm}$     $H = 40 \text{ cm}$     $c = 7 \text{ cm}$     $A_s = 5\phi 20$     $A'_s = 5\phi 20$



### 12.1.15 VERIFICHE A TAGLIO

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ ;
- $\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$
- $d$  = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- $b_w = 1000$  mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  è il minimo tra la resistenza a taglio trazione  $V_{Rsd}$  e la resistenza a taglio compressione  $V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

I risultati ottenuti dalle verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate per la struttura in esame sono riepilogati nella seguente tabella. Cautelativamente, le verifiche sono effettuate trascurando il contributo dello sforzo normale.

**Tabella 25 - Verifiche di resistenza a taglio**

Verifica a taglio						
Sezione	$V_{Ed}$	b	h	$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	Armatura a taglio
	KN	cm	cm	KN	KN	
1	43	100	50	188	-	-

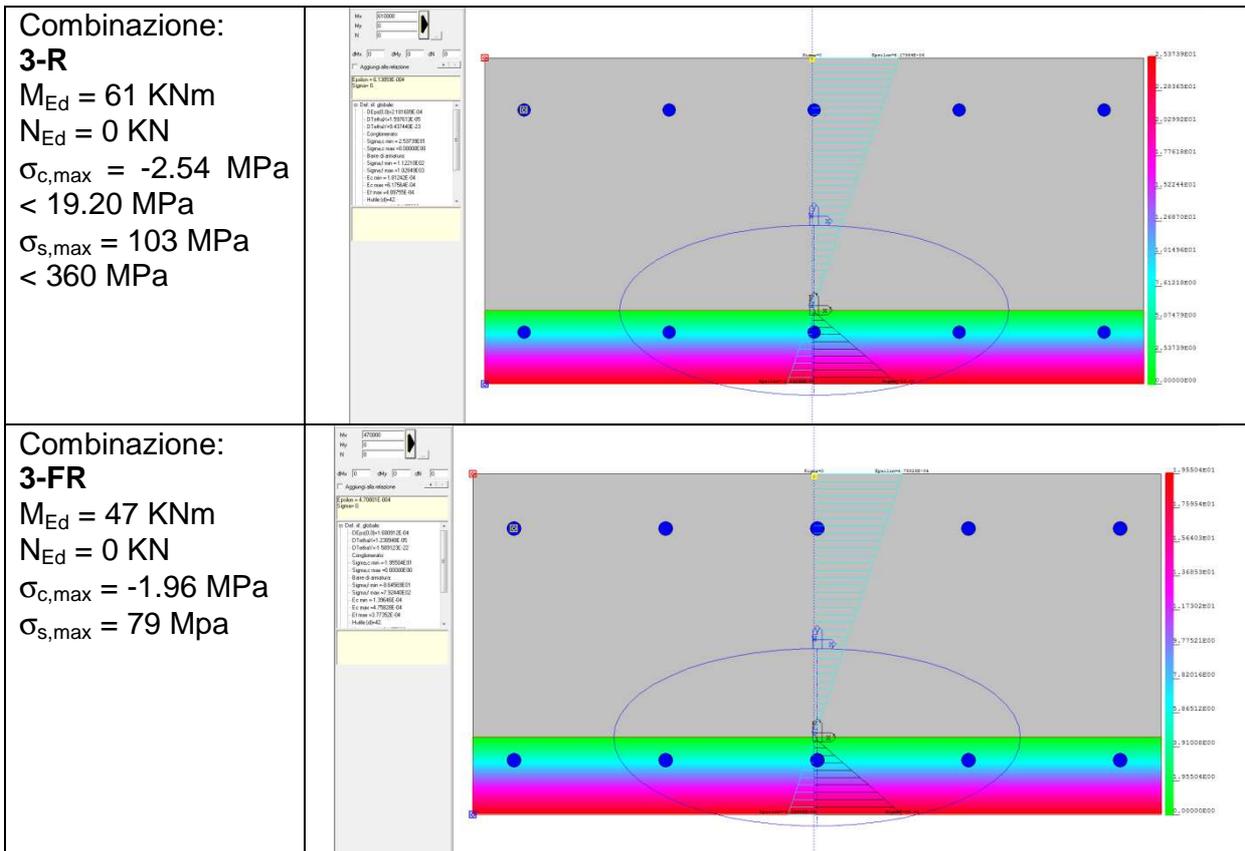
2	-	100	50	-	-	-
3	65	100	40	167	-	-

**12.1.16 VERIFICHE TENSIONALI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

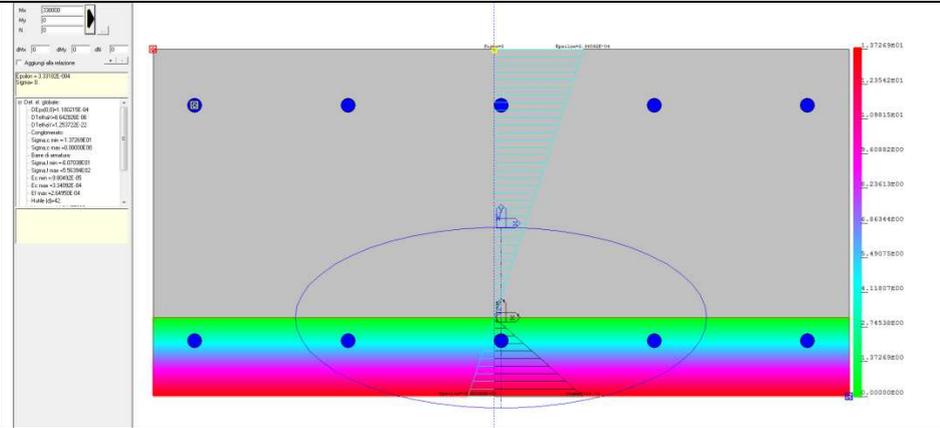
Nelle seguenti tabelle sono riportati i risultati delle verifiche agli stati limite di esercizio.

**Sezione 1-2**

B = 100 cm H = 50 cm c = 7 cm As = 5φ20 A's= 5φ20



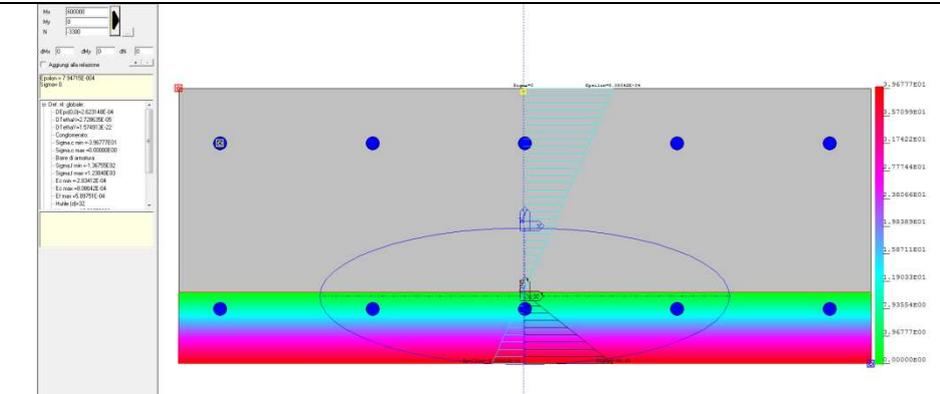
**Combinazione: QP**  
 $M_{Ed} = 33 \text{ KNm}$   
 $N_{Ed} = 0 \text{ KN}$   
 $\sigma_{c,max} = -1.37 \text{ MPa}$   
 $< 14.40 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{s,max} = 56 \text{ MPa}$



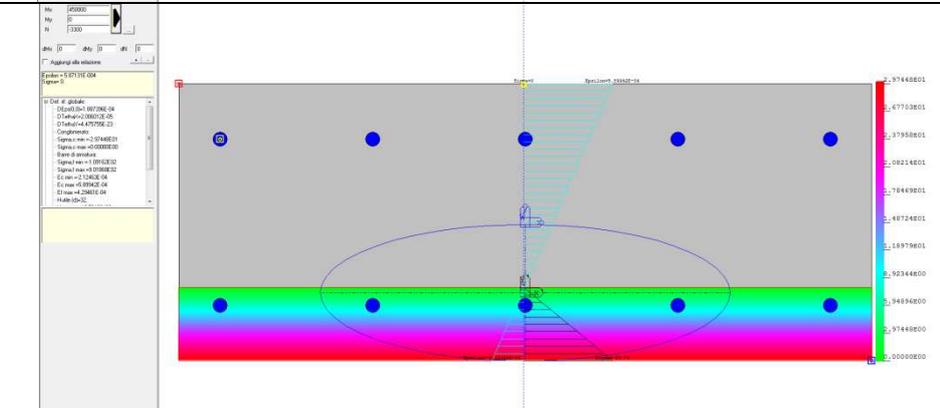
**Sezione 3**

$B = 100 \text{ cm}$     $H = 40 \text{ cm}$     $c = 7 \text{ cm}$     $A_s = 5\phi 20$     $A's = 5\phi 20$

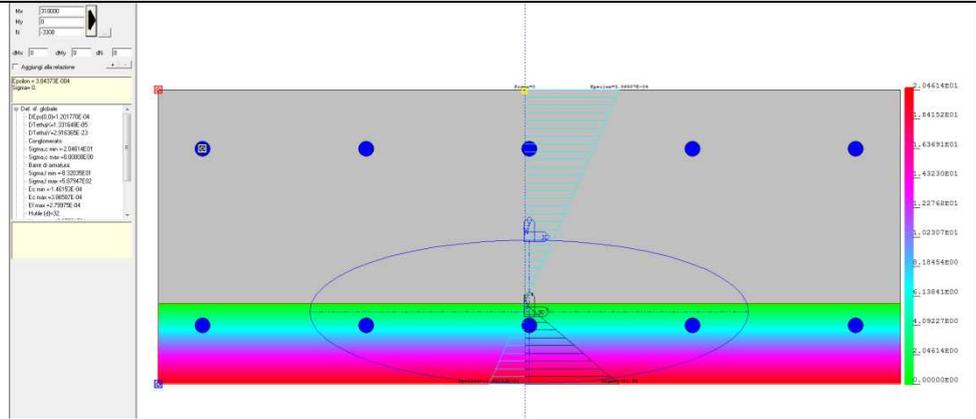
**Combinazione: 3-R**  
 $M_{Ed} = 60 \text{ KNm}$   
 $N_{Ed} = -33 \text{ KN}$   
 $\sigma_{c,max} = -3.97 \text{ MPa}$   
 $< 19.20 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{s,max} = 124 \text{ MPa}$   
 $< 360 \text{ MPa}$



**Combinazione: 3-FR**  
 $M_{Ed} = 45 \text{ KNm}$   
 $N_{Ed} = -33 \text{ KN}$   
 $\sigma_{c,max} = -2.97 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{s,max} = 90 \text{ MPa}$



Combinazione: **QP**  
 $M_{Ed} = 31 \text{ KNm}$   
 $N_{Ed} = -33 \text{ KN}$   
 $\sigma_{c,max} = -2.05 \text{ MPa}$   
 $< 14.40 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{s,max} = 59 \text{ MPa}$



**12.1.17 VERIFICHE A FESSURAZIONE**

Nelle seguenti tabelle sono riportati i risultati delle verifiche agli stati limite di esercizio.

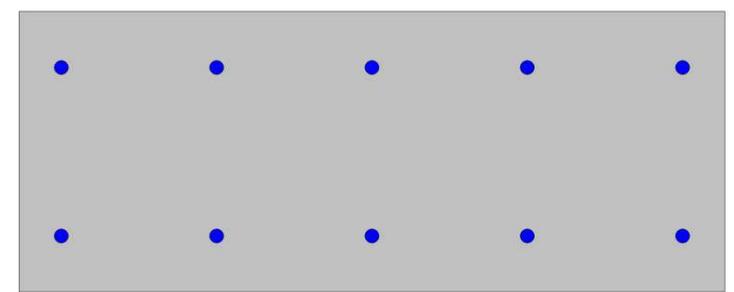
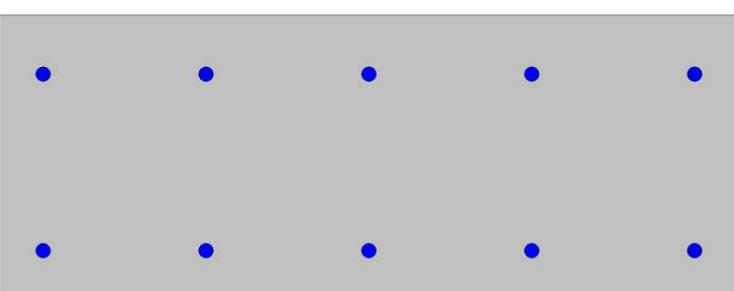
**Sezione 1-2**

$B = 100 \text{ cm}$     $H = 50 \text{ cm}$     $c = 7 \text{ cm}$     $A_s = 5\phi 20$     $A's = 5\phi 20$

<p>Combinazione: <b>3-FR</b>  <math>M_{Ed} = 47 \text{ KNm}</math>  <math>N_{Ed} = 0 \text{ KN}</math>  <math>w_{max} = 0.00 \text{ mm}</math></p>		
<p>Combinazione: <b>QP</b>  <math>M_{Ed} = 33 \text{ KNm}</math>  <math>N_{Ed} = 0 \text{ KN}</math>  <math>w_{max} = 0.00 \text{ mm}</math></p>		

**Sezione 3**

$B = 100 \text{ cm}$   $H = 40 \text{ cm}$   $c = 7 \text{ cm}$   $A_s = 5\phi 20$   $A's = 5\phi 20$

<p><b>Combinazione: 3-FR</b>  <math>M_{Ed} = 45 \text{ KNm}</math>  <math>N_{Ed} = -33 \text{ KN}</math>  <math>w_{max} = 0.00 \text{ mm}</math></p>		
<p><b>Combinazione: QP</b>  <math>M_{Ed} = 31 \text{ KNm}</math>  <math>N_{Ed} = -33 \text{ KN}</math>  <math>w_{max} = 0.00 \text{ mm}</math></p>		

**12.1.18 VERIFICHE GEOTECNICHE – SEZIONE DI CALCOLO 2**

Per il tratto di muro esaminato, il livello di falda è al di sotto del piano di posa della fondazione, pertanto non vi sono rischi di sollevamento dovuti all'azione della sottospinta idraulica.

**12.1.19 VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE**

I risultati ottenuti dalla valutazione delle incidenze dei muri ad U, invece, sono i seguenti.

Sezione di calcolo 1

Soletta di fondazione	Piedritti
Incidenza (Kg/mc) 100	Incidenza (Kg/mc) 140

## Sezione di calcolo 2

Soletta di fondazione	Piedritti
Incidenza (Kg/mc) 100	Incidenza (Kg/mc) 140

## Sezione di calcolo 3

Soletta di fondazione	Piedritti
Incidenza (Kg/mc) 100	Incidenza (Kg/mc) 140

 <b>ATI bonifica</b>	<b>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</b>	
	<b>1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO</b>	
	Titolo: OPERE D'ARTE: SL10 PROLUNGAMENTO SOTTOVIA Km 29+670 – RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. <b>IN0D 00 DI2 CL SL090000 1B</b>	<b>Pag.</b> <b>103 di</b>	

## 13 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 13.1 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI SOLLEVAMENTO

In questo paragrafo si riporta la verifica al sollevamento, assumendo nel calcolo del peso dello scatolare (forza stabilizzante) il solo peso proprio delle strutture ed il sovraccarico permanente in copertura.

Essendo il peso proprio dello scatolare

$$PP = 747.66 \text{ kN} + 415.00 \text{ kN} + 2 \times 137.50 \text{ kN} = 1437.66 \text{ kN}$$

e la sottospinta idraulica

$$SPW = 20.00 \text{ kN/m} \times 15.80 \text{ m} = 316.00 \text{ kN}$$

si ottiene il coefficiente di sicurezza:

$$F.S. = (0.9 PP) / (1.1 SPW) = 3.72 \geq 1.00$$

per cui la verifica risulta soddisfatta.

## 14 VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE

Si riportano, di seguito, i risultati ottenuti dalla valutazione delle incidenze degli elementi che costituiscono il sottovia.

Soletta di copertura	
Incidenza (Kg/mc)	125

Soletta di fondazione	
Incidenza (Kg/mc)	140

Piedritti	
Incidenza (Kg/mc)	140