

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO**

**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA**

**U.O. INFRASTRUTTURE NORD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)**

Opere di sostegno di linea

Muri d'ala Viadotti MU14

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 26 CL MU1400 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Feb-2020	M.Salleolini 	Feb-2020	A.Barreca 	Feb-2020	F.Sacchi Apr-2020
B	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Apr-2020	M.Salleolini 	Apr-2020	A.Barreca 	Apr-2020	

ITAMPER - SA INFRASTRUTTURE NORD  
Via...  
Caltanissetta

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA</b>					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA <b>RS3T</b>	LOTTO <b>30 D 26</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>MU1400 001</b>	REV. <b>B</b>

## INDICE

1.	PREMESSA .....	7
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	7
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	13
3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	13
4.	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	14
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	15
6.	CALCESTRUZZO .....	15
7.	ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C.....	17
8.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	18
9.	CRITERI DI VERIFICA MURO DI SOSTEGNO .....	20
10.	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE.....	20
10.1.1	VERIFICA A SCORRIMENTO .....	22
10.1.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	23
10.1.3	VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE .....	23
10.1.4	VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE .....	23
11.	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE .....	24
12.	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE).....	26
12.1.1	SPOSTAMENTI ATTESI IN CAMPO SLE .....	27
13.	VERIFICHE STRUTTURALI SLU.....	27
13.1.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	28
13.1.2	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE.....	28
13.1.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO .....	28
14.	VERIFICHE STRUTTURALI (SLE) .....	31
14.1.1	VERIFICHE ALLE TENSIONI.....	31
14.1.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE .....	32
15.	ANALISI DEI CARICHI .....	34

15.1 PESI PROPRI.....	34
15.2 CARICHI PERMANENTI.....	35
15.3 SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA .....	35
15.4 PARAPETTO METALLICO .....	35
15.5 SPINTA DEL TERRENO .....	35
15.6 CARICHI VARIABILI .....	37
15.6.1 CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO.....	37
15.6.2 VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER OPERE MINORI SOTTOBINARIO: CARICO EQUIVALENTE .....	38
15.7 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	41
15.7.1 VITA NOMINALE.....	41
15.7.2 CLASSE D'USO .....	41
15.7.3 PERIODO DI RIFERIMENTO.....	41
15.7.4 PARAMETRI SISMICI.....	41
15.8 COMBINAZIONI DI CARICO .....	46
16. PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO "TIPO 3".....	49
16.1 DATI DI INPUT.....	49
16.2 CALCOLO DELLE AZIONI .....	53
16.2.1 FORZE VERTICALI E INERZIALI .....	53
16.2.2 SPINTE IN CONDIZIONE STATICA .....	55
16.2.3 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +.....	56
16.2.4 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -.....	57
16.3 VERIFICHE GEOTECNICHE .....	58
16.3.1 VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE .....	58
16.3.2 VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE .....	60
16.3.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE.....	64
16.3.4 VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE – C. NON DRENATE .....	68

16.3.5	VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE – C. NON DRENATE .....	70
16.3.6	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. NON DRENATE .....	74
16.4	VERIFICHE STRUTTURALI .....	78
16.4.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI .....	78
16.4.2	VERIFICHE SLU .....	80
16.4.3	VERIFICHE SLE TENSIONE .....	82
16.4.4	VERIFICHE SLE FESSURAZIONE .....	83
17.	PROGETTO E VERIFICA MURO A U – MODELLO 1 .....	84
17.1	MODELLAZIONE SEMPLIFICATA .....	84
17.2	MODELLAZIONE ADOTTATA .....	87
17.3	ANALISI DEI CARICHI .....	88
17.3.1	Peso proprio della struttura .....	88
17.3.2	Carichi permanenti portati .....	88
17.3.3	Ballast .....	89
17.3.4	Spinta orizzontale dovuta al ballast .....	90
17.3.5	Spinta del terreno .....	90
17.3.6	Sovraccarico ferroviario su soletta inferiore .....	92
17.3.7	Incremento di spinta dovuta al carico accidentale .....	93
17.3.8	Azione sismica .....	94
17.4	COMBINAZIONI DI CALCOLO .....	97
17.5	RISULTATI E VERIFICHE .....	100
17.6	VERIFICA PIEDRITTO (S = 1.2 M) .....	103
17.6.1	Verifica a taglio .....	104
17.6.2	Verifica in condizioni statiche .....	105
17.6.3	Verifica in condizioni sismiche .....	109
17.7	VERIFICA PIEDRITTO (S = 0.8 M) .....	112
17.7.1	Verifica a taglio .....	113

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA</b>					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA <b>RS3T</b>	LOTTO <b>30 D 26</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>MU1400 001</b>	REV. <b>B</b>

17.7.2	<i>Verifica in condizioni statiche</i>	114
17.7.3	<i>Verifica in condizioni sismiche</i>	118
17.8	VERIFICA SOLETTA INFERIORE	121
17.8.1	<i>Verifica a taglio</i>	122
17.8.2	<i>Verifica in condizioni statiche</i>	123
17.8.3	<i>Verifica in condizioni sismiche</i>	127
18.	PROGETTO E VERIFICA MURO A U – MODELLO 2	130
18.1	MODELLAZIONE SEMPLIFICATA	130
18.2	MODELLAZIONE ADOTTATA	133
18.3	ANALISI DEI CARICHI	134
18.3.1	<i>Peso proprio della struttura</i>	134
18.3.2	<i>Carichi permanenti portati</i>	134
18.3.3	<i>Ballast</i>	135
18.3.4	<i>Spinta orizzontale dovuta al ballast</i>	136
18.3.5	<i>Spinta del terreno</i>	137
18.3.6	<i>Sovraccarico ferroviario su soletta inferiore</i>	139
18.3.7	<i>Incremento di spinta dovuta al carico accidentale</i>	140
18.3.8	<i>Azione sismica</i>	141
18.4	COMBINAZIONI DI CALCOLO	143
18.5	RISULTATI E VERIFICHE	145
18.6	VERIFICA PIEDRITTO (S = 1.2 M)	148
18.6.1	<i>Verifica in condizioni statiche</i>	149
18.6.2	<i>Verifica in condizioni sismiche</i>	155
18.7	VERIFICA PIEDRITTO (S = 0.8 M)	159
18.7.1	<i>Verifica a taglio</i>	160
18.7.2	<i>Verifica in condizioni statiche</i>	161
18.7.3	<i>Verifica in condizioni sismiche</i>	165



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA  
TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)  
OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	6 di 178

18.8 VERIFICA SOLETTA INFERIORE .....	168
18.8.1 Verifica a taglio.....	169
18.8.2 Verifica in condizioni statiche.....	170
18.8.3 Verifica in condizioni sismiche.....	175

## 1. PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo della direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo, nuovo collegamento Palermo-Catania tratta Lercara Dir. – Caltanissetta Xirbi (Lotto 3).

### 1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche dei muri di sostegno MU14 che si sviluppano rispettivamente dal 1+596.22 km al km 1+601.22 km e dal 3+668.78 km al km 3+673.78 km (Figura 1-1, Figura 1-2).

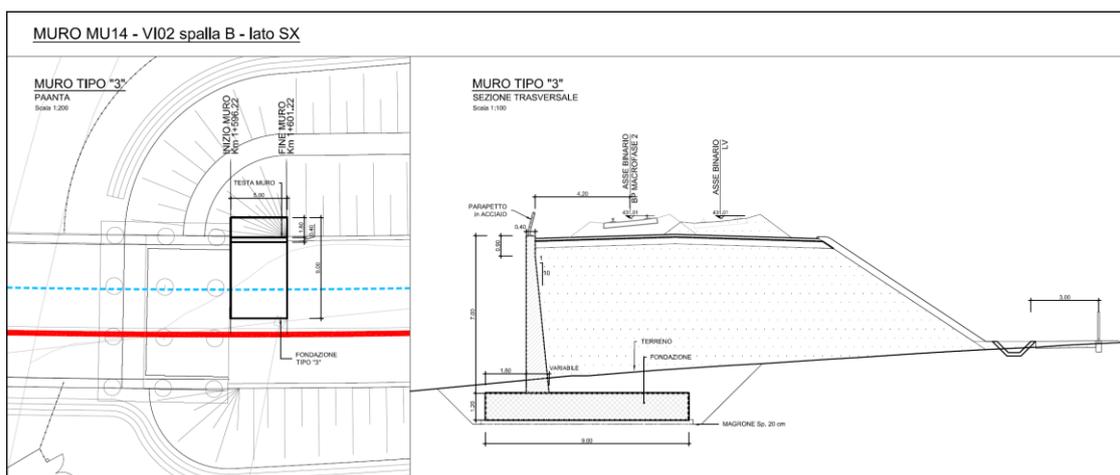


Figura 1-1 – Muri d'ala viadotti MU14 – Pianta e sezione.

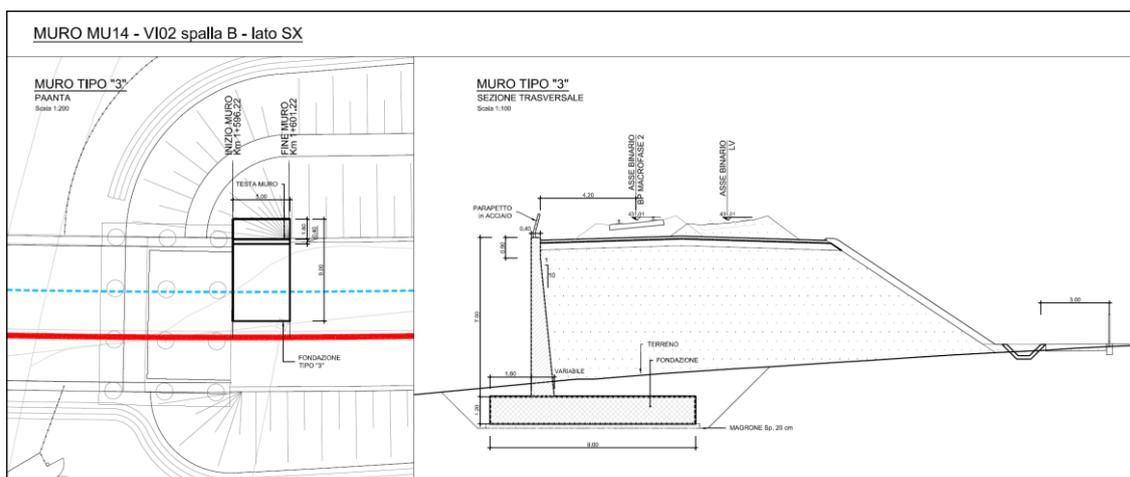
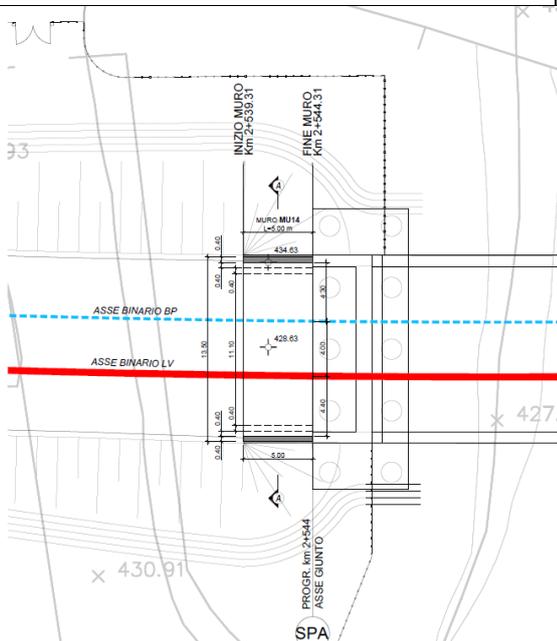
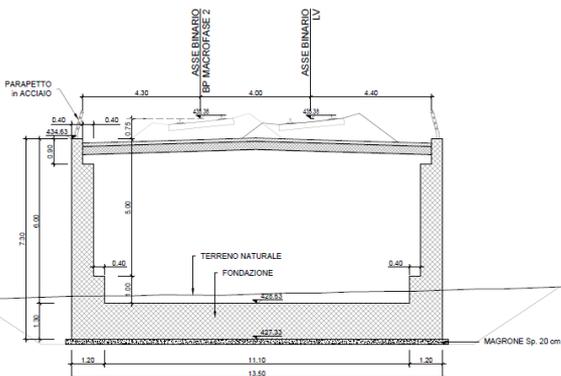


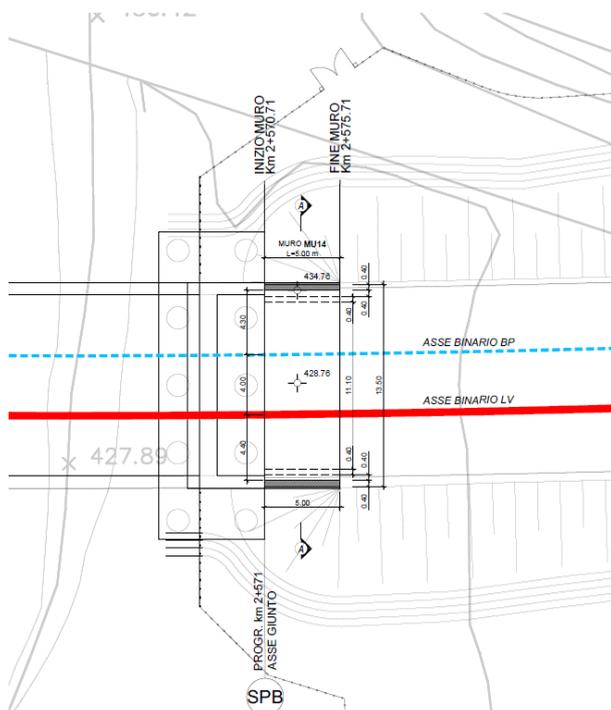
Figura 1-2 – Muri d'ala viadotti MU14 – Pianta e sezione.



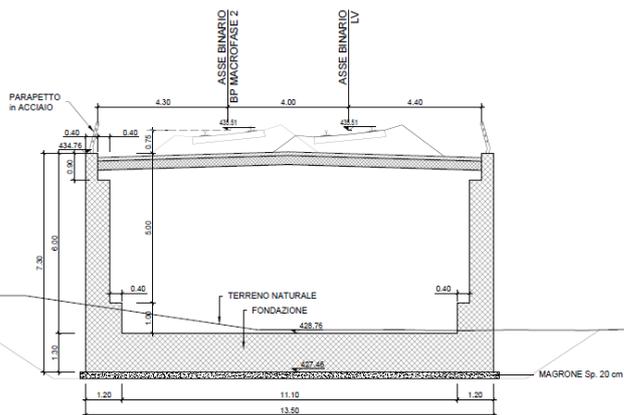
**MURO AD U TIPO "2"**  
SEZIONE TRASVERSALE A-A  
Scala 1:100



*Figura 1-3 – Muri d'ala viadotti MU14 – Pianta e sezione.*



**MURO AD U TIPO "2"**  
SEZIONE TRASVERSALE A-A  
Scala 1:100



*Figura 1-4 – Muri d'ala viadotti MU14 – Pianta e sezione.*

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	9 di 178

MURO MU14 - VI06 spalla B - lati SX/DX

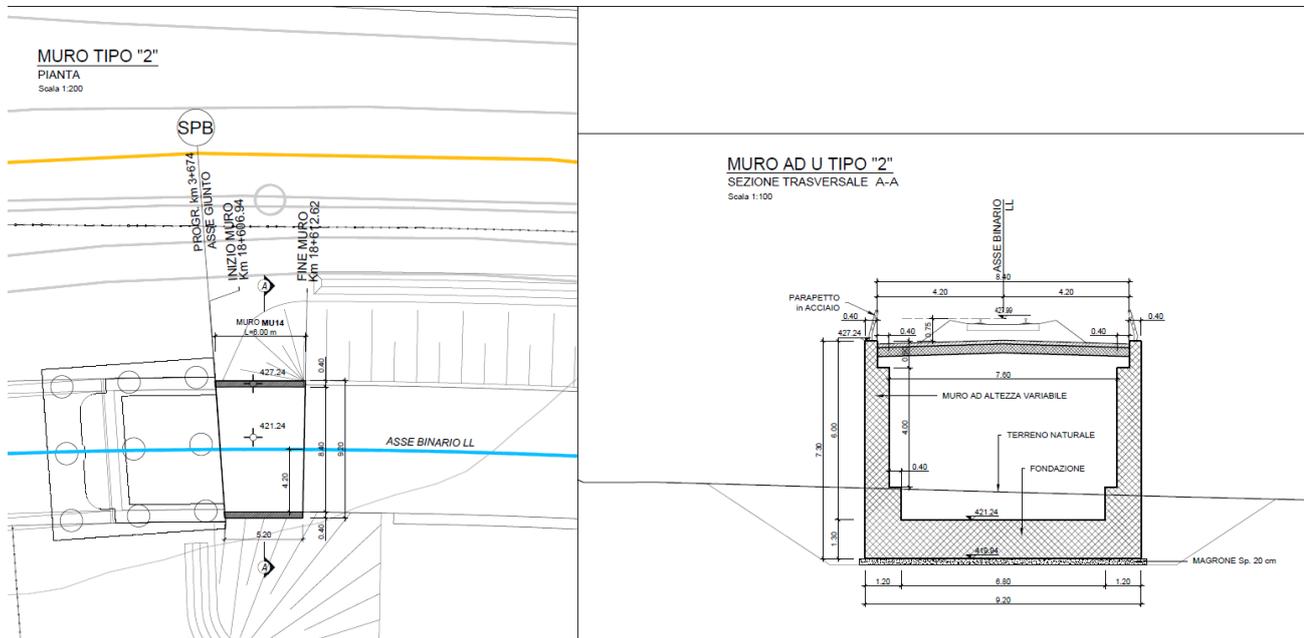


Figura 1-5 – Muri d'ala viadotti MU14 – Pianta e sezione.

MURO MU14 - VI05 spalla B - lati SX/DX

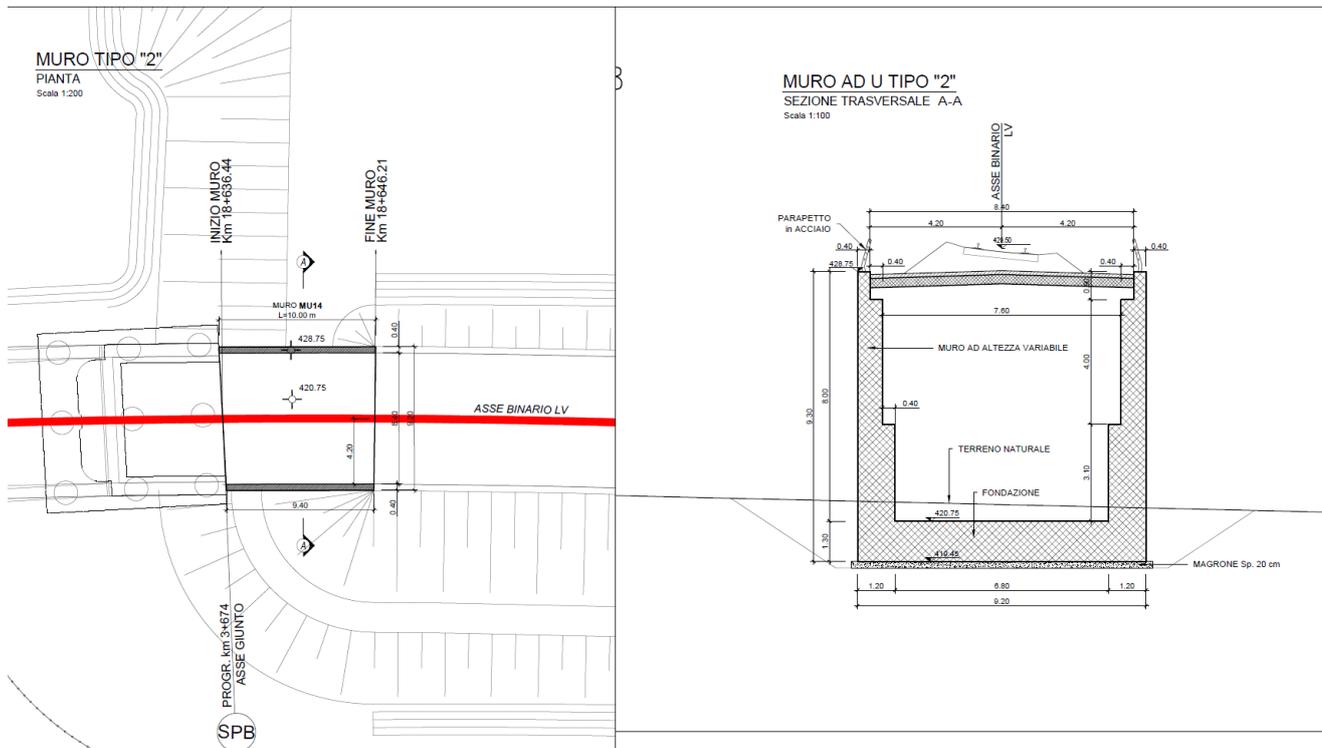


Figura 1-6 – Muri d'ala viadotti MU14 – Pianta e sezione.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

L'altezza del muro è variabile con lo sviluppo dell'opera stessa fino ad un massimo di 7.70 m, con spessore in testa del paramento di 0.40m, spessore della soletta di fondazione di 1.20m e larghezza della stessa di 9.00m.

Si individua la seguente tipologia di "muro di sostegno" le cui caratteristiche sono di seguito riassunte:

- muro "tipo 3" fino ad altezze del paramento di 7.70 metri circa la fondazione del muro è diretta ed è caratterizzata da una lunghezza di 9.00 m e spessore 1.20 m. Il ricoprimento sopra la zattera di valle è pari ad almeno 20 cm. L'altezza del paramento massima è pari a 7.70 m (Figura 1-7).

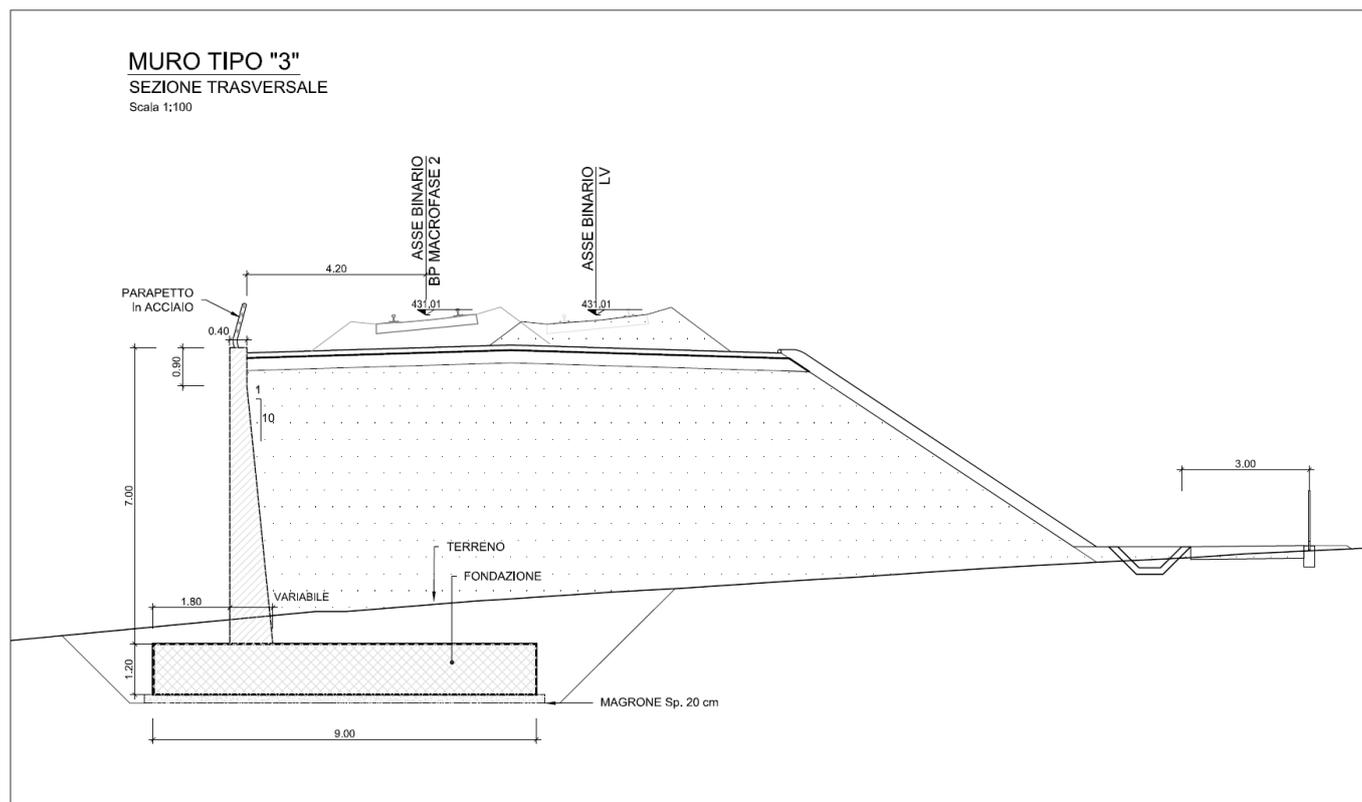


Figura 1-7 – Muri d'ala viadotti MU14 – Sezione tipo "3".

- muro a U MU14 (modello 1), che presenta una soletta di fondo con spessore di 1,30 m e larghezza di 13.50 m. I piedritti hanno un'altezza massima (distanza p.c. – estradosso soletta) di

6.00 m, con uno spessore variabile, pari a 1,20 m allo spiccato per una lunghezza di 1.00 m, uno spessore pari a 0.80 m nelle sezioni seguenti e uno spessore di 0,40 m nella parte terminale del piedritto, per un tratto 0.90 m.

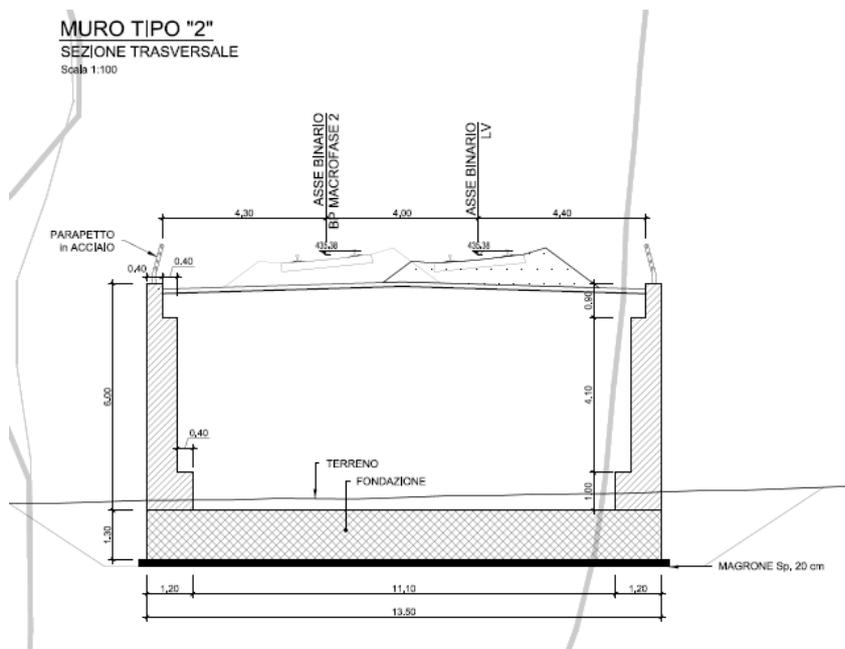


Figura 1-8 – Muri d'ala viadotti MU14 – Sezione tipo "2".

- muro a U MU14 (modello 2), che presenta la soletta di fondo con spessore di 1,30 m e larghezza di 9.20m. I piedritti hanno un'altezza massima (distanza p.c. – estradosso soletta) di 8.00 m, con uno spessore variabile, pari a 1,20 m allo spiccato per una lunghezza di 3.10 m, uno spessore pari a 0.80 m nelle sezioni seguenti e uno spessore di 0,40 m nella parte terminale del piedritto, per un tratto 0.90 m.

**MURO TIPO "2"**  
SEZIONE TRASVERSALE  
Scala 1:100

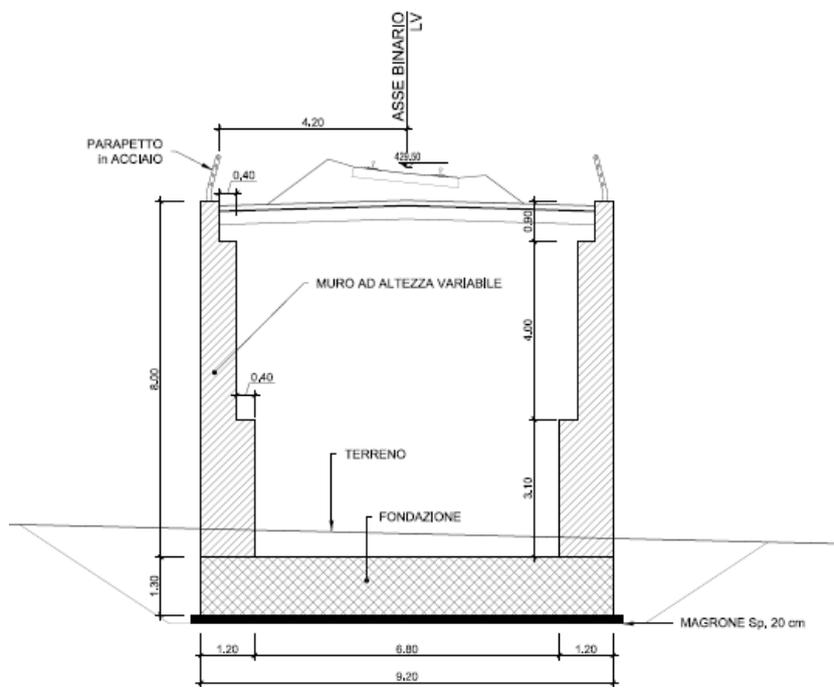


Figura 1-9 – Muri d'ala viadotti MU14 – Sezione tipo "2".

L'opera relativa al modello 1 è stata armata nel seguente modo:

- 10+10  $\phi$  22, per piedritti con spessore  $s= 1.2$  m (copriferro = 8.7 cm);
- 10+10  $\phi$  20, per piedritti con spessore  $s= 0.8$  m (copriferro = 8.4 cm);
- 10+10  $\phi$  22, per soletta di fondazione con spessore  $s= 1.3$  m (copriferro = 8.7 cm).

L'opera relativa al modello 2 è stata armata nel seguente modo:

- 15+15  $\phi$  24, con staffe  $\phi$  14/20 a 2 bracci, per piedritti con spessore  $s= 1.2$  m (copriferro = 9.0 cm);
- 10+10  $\phi$  20, per piedritti con spessore  $s= 0.8$  m (copriferro = 8.4 cm);
- 15+20  $\phi$  24, per soletta di fondazione con spessore  $s= 1.3$  m (copriferro = 9.0 cm).

Di seguito si svolgerà la verifica per ogni tipo di muro precedentemente descritto caratterizzato dall'altezza di paramento massima.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B	FOGLIO 13 di 178

## 2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

**Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);**

**Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;**

**Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea.** Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.

**Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2**

**RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili**

## 3. **DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

Vengono presi a riferimento i seguenti elaborati grafici progettuali di pertinenza:

RS3T.3.0.D.26.P9.MU.14.0.0.001.A: "Opere di sostegno di linea – Muri d'ala viadotti MU14 – Piante, prospetti e sezioni"

RS3T.3.0.D.26.TT.OC.00.0.0.006: "Opere civili – Elaborati generali OO. CC. – Tabella incidenze armature Opere Civili – Lotto 3a"

RS3T.3.0.D.26.GE.GE.00.0.0.001: "Geotecnica – Elaborati generali – Relazione geotecnica generale - opere all'aperto – Lotto 3a"

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

#### 4. UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

unità di misura principali

N (Newton)	unità di forza
m (metro)	unità di lunghezza
kg (kilogrammo-massa)	unità di massa
s (secondo)	unità di tempo

unità di misura derivate **kN**

(kiloNewton)	10 <sup>3</sup> N
<b>MN</b> (megaNewton)	10 <sup>6</sup> N
<b>kgf</b> (kilogrammo-forza)	1 kgf = 9.81 N
<b>cm</b> (centimetro)	10 <sup>-2</sup> m
<b>mm</b> (millimetro)	10 <sup>-3</sup> m
<b>Pa</b> (Pascal)	1 N/m <sup>2</sup>
<b>kPa</b> (kiloPascal)	10 <sup>3</sup> N/m <sup>2</sup>
MPa (megaPascal)	10 <sup>6</sup> N/m <sup>2</sup>
N/m <sup>3</sup>	(peso specifico)
<b>g</b> (accelerazione di gravità)	~9.81 m/s <sup>2</sup>

corrispondenze notevoli

1 MPa = 1 N/mm <sup>2</sup>
1 MPa ~ 10 kgf/cm <sup>2</sup>

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

$\gamma$ (gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m <sup>3</sup> )
$\sigma$ (sigma)	tensione normale	(N/mm <sup>2</sup> )
$\tau$ (tau)	tensione tangenziale	(N / mm <sup>2</sup> )

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

$\varepsilon$  (epsilon) deformazione (m/m) -

$\phi$  (fi) angolo di resistenza ( $^{\circ}$  sessagesimali)

## 5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 17 gennaio 2018. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi del D.M. citato.

## 6. CALCESTRUZZO

- Elemento strutturale: fondazione ed elevazione muro di sostegno

Classe di resistenza = C32/40;

$R_{ck}$  = resistenza cubica = 40 N/mm<sup>2</sup>;

$f_{ck}$  = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83  $R_{ck}$  = 33.20 N/ mm<sup>2</sup>;

$f_{cm}$  = resistenza cilindrica media =  $f_{ck} + 8$  = 41.20 N/ mm<sup>2</sup>;

$f_{cd}$  =  $\alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$  = 18,81 N/mm<sup>2</sup>;

$f_{ctm}$  = resistenza a trazione media =  $0.30 \times f_{ck}^{2/3}$  = 3.10 N/ mm<sup>2</sup>;

$f_{cfm}$  = resistenza a traz. per flessione media =  $1.20 \times f_{ctm}$  = 3.72 N/ mm<sup>2</sup>;

$f_{cfk}$  = resistenza a traz. per flessione carati. =  $0.70 \times f_{cfm}$  = 2.60 N/ mm<sup>2</sup>;

$E_{cm}$  = modulo elast. tra 0 e  $0.40f_{cm}$  =  $22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$  = 33642.78 N/ mm<sup>2</sup>;

Tolleranza di posa del copriferro = 10 mm;

Classe di esposizione XC4

Copriferro minimo  $c_{min}$  = 50 mm

Condizioni ambientali: aggressive

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B	FOGLIO 16 di 178

### CALCOLO COPRIFERRO - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC 2018

- Elemento strutturale: fondazione ed elevazione muro di sostegno – muro tipo 3

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	24	[mm]
Diametro staffe:	14	[mm]
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
Condizioni ambientali:	Aggressive	
Vita nominale costruzione:	75	[anni]
Tolleranza di posa:	10	[mm]
Copriferro staffe:		
Copriferro minimo cmin:	40	[mm]
Copriferro nominale Netto Staffe:	50	[mm]
Copriferro barre longitudinali:		
Copriferro nominale Netto barre longitudinali:	78	[mm]
Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale:	90	[mm]

## 7. ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$f_{y\ nom}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t\ nom}$	540 N/mm <sup>2</sup>

Tabella 7-1 Tensioni caratteristiche acciaio.

E deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y\ nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t\ nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_v/f_{vnom})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\ %$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12\ mm$	4 $\phi$	
$12 \leq \phi \leq 16\ mm$	5 $\phi$	
per $16 < \phi \leq 25\ mm$	8 $\phi$	
per $25 < \phi \leq 40\ mm$	10 $\phi$	

Tabella 7-2 Requisiti acciaio.

Inoltre si ha:

- $E_s = 210000\ N/mm^2$
- Sovrapposizioni barre  $\geq 40\phi$

Resistenza di calcolo dell'acciaio per la verifica agli SLU ( $\gamma_s=1.15$ ):

Resistenza di calcolo a rottura per trazione e deformazione corrispondente:

- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.3\ N/mm^2$
- $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.186\ %$

## 8. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: Si riportano di seguito i terreni su cui poggiano i muri di sostegno lungo il tracciato, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati. In base ai dati a disposizione sono stati scelti dei valori cautelativi per i parametri di calcolo. Il rilevato a monte avrà superficie orizzontale.

Si evidenzia, inoltre, la presenza di una coltre superficiale di circa 1m le cui caratteristiche non risultano tali da permettervi l'impostazione del piano di posa del muro di sostegno.

Unità litologiche da p.c.	da [m]	a [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'_k$ [kPa]	$\varphi'_k$ [°]	$c_u$ [kPa]	$E_0$ [MPa]
Coltre sup.	0	1	19	0	20	-	-
a2	1	5	19	15	25	80	100
a	5	11	20	-	35	-	-
TRV	11	-	21	22.5	20	200	100

Tabella 8-1 – Valori di calcolo dei parametri geotecnici del terreno

In cui:

$\gamma$  = peso specifico del terreno;

$c'_k$  = coesione efficace;

$\varphi'_k$  = angolo d'attrito efficace;

$c_u$  = coesione non drenata;

$E_0$  = Modulo dinamico del terreno;

La falda è posta a circa 5.00 metri dal piano campagna.

Per le caratteristiche dei rilevati ferroviari si assumono i seguenti parametri:

- peso volume,  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ;

- angolo d'attrito,  $\varphi' = 38^\circ$ ;

- coesione efficace  $c' = 0$  kPa.

Per l'inquadramento geotecnico si rimanda alla "Relazione geotecnica generale" e ai relativi profili geotecnici.

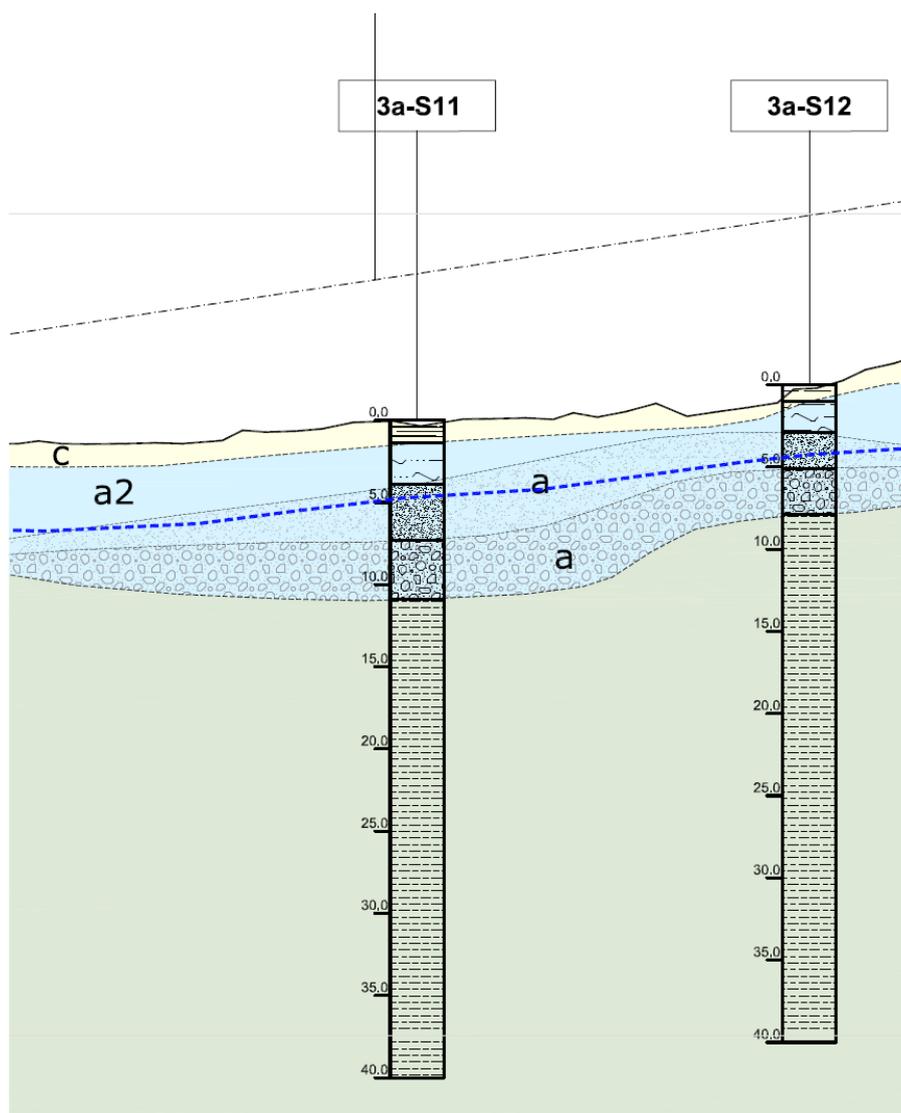


Figura 8-1 – Stralcio del profilo geotecnico.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

## 9. CRITERI DI VERIFICA MURO DI SOSTEGNO

## 10. VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE

Nelle verifiche di sicurezza si è preso in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo sia a breve termine sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i **muri di sostegno su fondazione diretta** si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi:

### SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

### SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al §6.8 delle NTC2018, secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC18.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC18.

Il progetto e la verifica dei muri di sostegno sono stati effettuati con l'ausilio di fogli di calcolo nei quali vengono implementate tutte le caratteristiche geometriche dei muri insieme ai parametri di resistenza geotecnica.

Per ogni tipologia di muro di sostegno studiata, si è verificato che le caratteristiche geometriche siano tali che il muro possa essere considerato a mensola con suola lunga (vedere Figura 10-1), così come previsto al §3.10.3.3. del Manuale di Progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI MA IFS 001 C).

Si è considerato, pertanto, che la spinta sull'opera di sostegno agisca sul piano verticale cd, assunto come il paramento virtuale del muro.

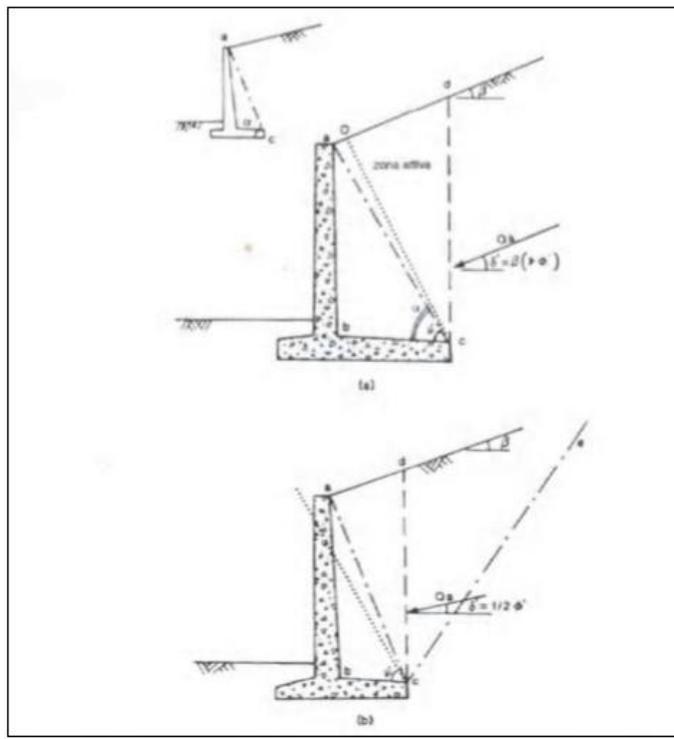


Figura 10-1 – Spinta sui muri di sostegno a mensola con suola lunga (caso a) e con suola corta (caso b).

Su tale paramento l'angolo di inclinazione  $\delta$  della risultante della spinta (applicata ad  $1/3$  dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione  $\beta$  del terrapieno, a meno che  $\beta$  non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno  $\varphi'$ , nel qual caso si potrà assumere  $\delta = \varphi'$ .

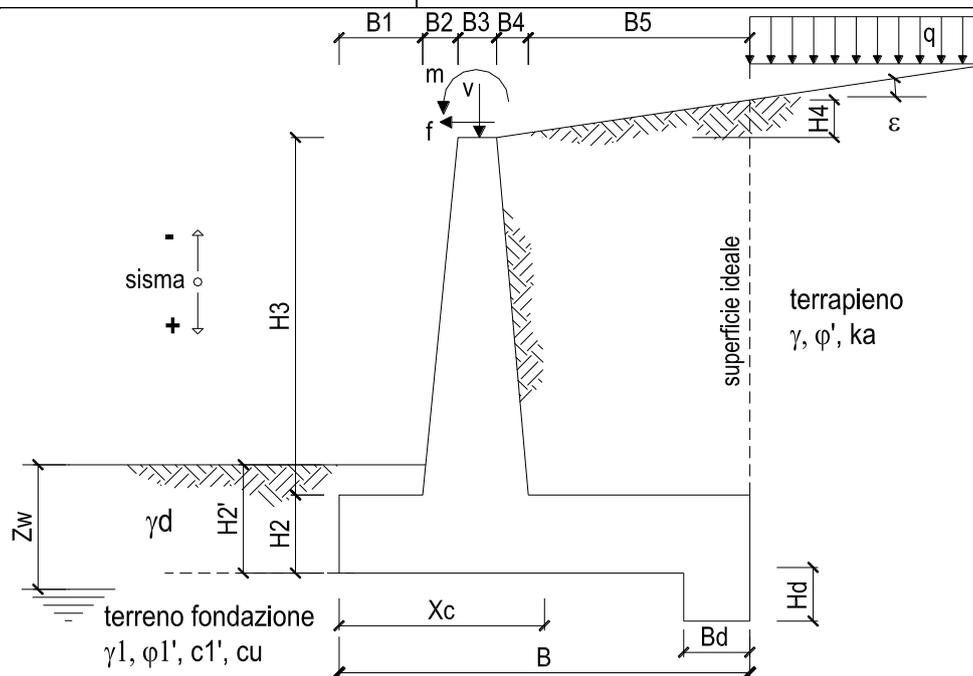
Il terreno al di sopra della suola (abcd) è stato considerato stabilizzante nelle verifiche, e ad esso sono da applicarsi le forze d'inerzia in fase sismica.

Inoltre nella verifica a scorrimento e a ribaltamento dei muri di sostegno viene trascurata la resistenza passiva antistante il muro.

Nel nostro caso l'angolo di attrito fondazione-terreno nelle verifiche a scorrimento è pari a

$$\varphi'_{cv} = \arctan (\tan \varphi')$$

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



### 10.1.1 VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica dell'equilibrio allo stato limite di scorrimento viene condotta confrontando l'azione resistente  $R_h$ , pari al prodotto della risultante delle forze verticali per il coefficiente d'attrito con l'azione instabilizzante, pari alla risultante di tutte le componenti orizzontali delle forze agenti sul muro.

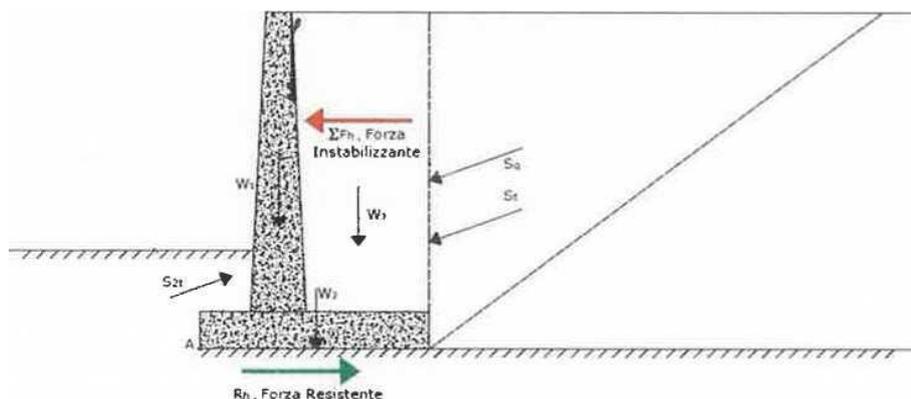


Figura 10-2 – Verifica a scorrimento.

In condizioni sismiche, ai fini del dimensionamento, si fa riferimento ad un sisma agente da monte verso valle del muro, in direzione orizzontale, dal basso verso l'alto e dall'alto verso il basso, in direzione verticale.

### 10.1.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO

L'equilibrio allo stato limite è condotto confrontando il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti, entrambi rispetto all'estremo A di valle della fondazione.

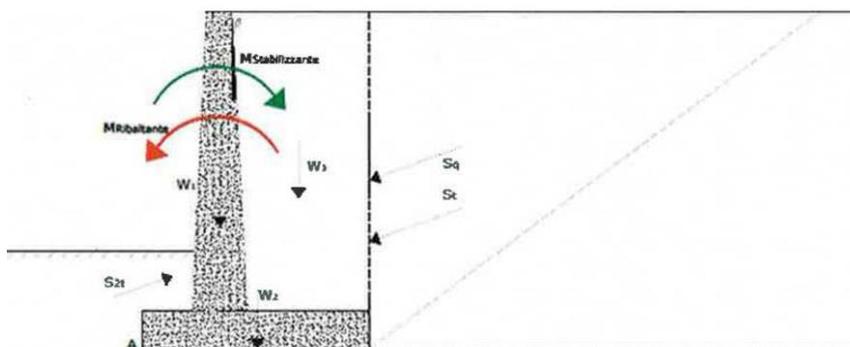


Figura 10-3– Verifica a ribaltamento.

### 10.1.3 VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Per il calcolo della capacità portante della fondazione si è fatto riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970) integrata dai coefficienti sismici di Paolucci e Pecker (1995), di seguito riportata:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q + 0.5 \gamma B N_s s_y d_y i_y b_y g_y z_y$$

$$F_s = q_{lim} / q_{es}$$

con  $q_{es} = N / (B \cdot L')$  la pressione dovuta al carico verticale.

### 10.1.4 VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE

Per le verifiche di stabilità dei pendii naturali si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce, in particolare il metodo di Bishop. Si ipotizza una superficie cilindrica di scorrimento potenziale, S, si suddivide idealmente la porzione di terreno delimitato da questa e dalla superficie topografica in n conci e si analizza l'equilibrio limite di ciascun concio.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

## 11. VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

L'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

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

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC18.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$  nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$  nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (paragrafo 7.11.1 delle NTC18) e utilizzando valori di  $\beta_m$  incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

In condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC2018.

Il calcolo della spinta in condizioni sismiche è stato effettuato impiegando la Teoria di Mononobe – Okabe.

La teoria di Mononobe – Okabe fa uso del metodo dell'equilibrio limite e può essere considerata una estensione della teoria di Coulomb, in cui, alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno, sono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$S_{a,t} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{as} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente  $k_{as}$  è valutato, quindi, secondo tale formulazione, in cui i simboli usati sono:

$\phi$  = angolo di attrito interno del terrapieno;

$\psi$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

$\beta$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

$\delta$  = angolo di attrito terrapieno – muro;

$\theta$  = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

$$\beta \leq \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$k_{ps} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

## 12. VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$$E_d \leq C_d$$

essendo  $E_d$  e  $C_d$  rispettivamente il valore di progetto dell'effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).

In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

Per i lavori e le opere da realizzare in prossimità di linee ferroviarie già in esercizio, le verifiche agli SLE dovranno essere condotte assumendo come limite degli spostamenti indotti durante la costruzione sui binari in esercizio i valori limite dei difetti riferiti al secondo livello di qualità descritti nella specifica tecnica RFI TCAR ST AR 01 001 D "Standard di qualità geometrica del binario con velocità fino a 300 km/h" e relativi allegati.

Qualora vengano superati i limiti riferiti al primo livello di qualità, il progetto dovrà prevedere l'esecuzione di un monitoraggio del binario durante la costruzione al fine di controllare l'effettivo andamento delle deformazioni.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

### 12.1.1 SPOSTAMENTI ATTESI IN CAMPO SLE

Gli spostamenti attesi in campo SLE dell'opera di sostegno, con le impostazioni di calcolo assunte (spinta attiva) sono di esigua entità, dell'ordine dei millimetri. Lo spostamento necessario per sviluppare lo stato limite di spinta attiva è legato anche al tipo di cinematismo della parete. Per terreni non coesivi con grado di addensamento medio - alto l'EC7 da spostamenti del seguente ordine di grandezza:

- Rotazione intorno alla sommità 0.002H
- Rotazione intorno alla base 0.005H
- Moto di traslazione 0.001H

In cui H è l'altezza del paramento del muro. Altri valori di riferimento sono stati ottenuti da Terzaghi.

Infine, un'altra fonte presa a riferimento è quella del NAFVAC 7.02 (DESIGN MANUAL). La figura riportata nel suddetto manuale mostra anche la curva di sviluppo della spinta in funzione dello spostamento. Anche in questo caso, per sabbia media, risulta ragionevole assumere uno spostamento atteso dell'ordine di 0.001H.

Gli spostamenti dei muri in progetto, quindi, in funzione dell'altezza massima del paramento risultano dell'ordine di pochi cm. Non si riscontrano quindi criticità sulle strutture presenti a monte del muro stesso, in quanto, vista la loro distanza dalla testa del paramento, non subiranno influenze significative.

Per quanto riguarda le distorsioni del muro, l'opera di sostegno risulta lineare in pianta e caricata in modo simmetrico a monte. Non verranno quindi a manifestarsi spinte dissimmetriche che possano generare distorsioni.

### 13. VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

### 13.1.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

### 13.1.2 VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

### 13.1.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

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

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

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

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

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

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm;}$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA												
MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS3T</td> <td>30 D 26</td> <td>CL</td> <td>MU1400 001</td> <td>B</td> <td>29 di 178</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	29 di 178
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	29 di 178								

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

$A_{s1}$  è l'area dell'armatura tesa;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

$N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

$A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \cot\theta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

$A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

$s$  è il passo delle staffe;

$f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

$\sigma_c < 0.55 f_{ck}$  per combinazione di carico caratteristica (rara);

$\sigma_c < 0.40 f_{ck}$  per combinazione di carico quasi permanente;

$\sigma_s < 0.75 f_k$  per combinazione di carico caratteristica (rara).

	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA</b>					
MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B	FOGLIO 30 di 178

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano ordinarie e aggressive, rispettivamente per la zattera di fondazione e per il paramento verticale, e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

$w_1 = 0.2$  mm per condizioni ambientali aggressive (comb. Frequente e quasi permanente);

$w_2 = 0.3$  mm per condizioni ambientali ordinarie (comb. Frequente e quasi permanente).

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

## 14. VERIFICHE STRUTTURALI (SLE)

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

### 14.1.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Manuale di progettazione opere civili"

#### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

Per il caso in esame risulta in particolare :

- Muro di sostegno:

#### CALCESTRUZZO

$$\sigma_{\text{cmax QP}} = (0,40 f_{ck}) = \mathbf{13.28} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{\text{cmax R}} = (0,55 f_{ck}) = \mathbf{18.26} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

#### ACCIAIO

$$\sigma_{\text{s max}} = (0,75 f_{yk}) = \mathbf{337.5} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA</b>					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

### 14.1.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

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

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 14-1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali

Risultando:

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

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

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

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dalle specifiche RFI (Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezione 2 – Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a., c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

Combinazione Caratteristica (Rara)

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

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO          NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA          TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)          OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA</p>					
<p>MURI D'ALA VIADOTTI MU14          RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA          RS3T</p>	<p>LOTTO          30 D 26</p>	<p>CODIFICA          CL</p>	<p>DOCUMENTO          MU1400 001</p>	<p>REV.          B</p>	<p>FOGLIO          33 di 178</p>

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura prevista al punto " C4.1.2.2.4.5 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

## 15. ANALISI DEI CARICHI

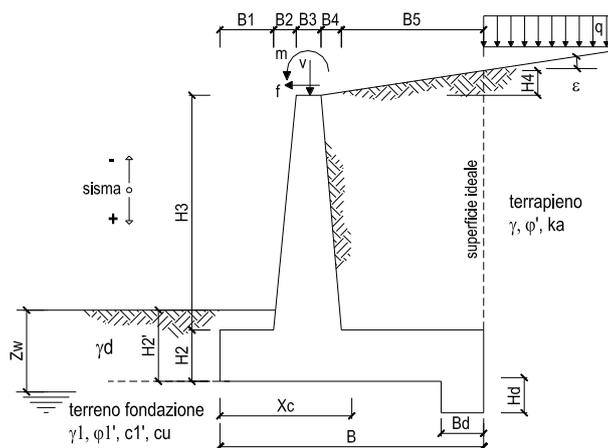
Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all'unità di sviluppo del muro, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

### 15.1 PESI PROPRI

Il peso proprio del muro è calcolato in automatico dal foglio di calcolo elettronico.

I dati di input per i muri su fondazione diretta sono i seguenti:



#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	7.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.66	(m)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	9.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.80	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	6.14	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	4.50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Figura 15.1-1 – Caratteristiche geometriche muri di sostegno con fondazione diretta – tipo 3.

## 15.2 CARICHI PERMANENTI

## 15.3 SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA

Il manuale di progettazione ove non si eseguano valutazioni più dettagliate prevede per la determinazione dei carichi permanenti portati relativi al peso della massicciata e dell'armamento (sovrastuttura ferroviaria) che potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente, un peso di volume pari a  $18,0 \text{ kN/m}^3$  applicato sull'impronta del ballast, per una altezza media fra il piano del ferro (P.F.) e l'estradosso del sub-ballast pari a  $0,80 \text{ m}$  (al carico è stato poi applicato un coefficiente parziale di sicurezza pari a  $1,5$ ).

$$p = 18,0 \text{ kN/m}^3 \times 0,80 \text{ m} = 14,40 \text{ kPa}$$

## 15.4 PARAPETTO METALLICO

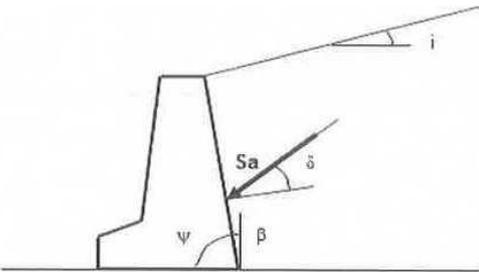
Per il parapetto metallico si considerano le seguenti azioni agenti sul muro:

$$V_{\text{parapetto}} = 1,00 \text{ kN/m}$$

## 15.5 SPINTA DEL TERRENO

A tergo del muro agisce la spinta del terreno del rilevato.

La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta attiva  $k_a$ .



per $i \leq \varphi' - \theta$	$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \text{sen}(\varphi' - i - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + i)}} \right]^2}$
per $i > \varphi' - \theta$	$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$
	$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \text{sen}(\varphi' + i - \theta)}{\text{sen}(\psi + i) \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$

Figura 15.5-1 – Coefficiente di spinta attiva e passiva.

	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA</b>					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

La spinta sull'opera di sostegno dovrà essere applicata sul piano verticale, assunto come paramento virtuale del muro, definito a partire dall'estremo a monte della scarpa di fondazione.

Su tale paramento l'angolo di inclinazione  $\delta$  della risultante della spinta (applicata ad 1/3 dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione  $\beta$  del terrapieno, a meno che  $\beta$  non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno  $\varphi'$ , nel qual caso si assumerà  $\delta = \varphi'$ .

<b><i>Dati Geotecnici</i></b>			<b>valori caratteristici SLE</b>	<b>valori di progetto</b>	
				<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
Dati Terrapien	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	38,00	38,00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20,00	20,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	0,00	0,00

*Figura 15.5-2 – Dati geotecnici*

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

## 15.6 CARICHI VARIABILI

### 15.6.1 CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Le azioni variabili su opere di sostegno sono definite dal par. 3.5.2.3.4 del Manuale di progettazione Parte II – Sezione 3 Corpo Stradale.

Per quanto attiene il sovraccarico ferroviario si applica il carico verticale dovuto al treno di carico SW2 uniformemente distribuito su una larghezza trasversale di calcolo fino a livello del piano campagna. Il treno di carico SW2 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

Il treno di carico SW2 è schematizzato nella figura seguente.

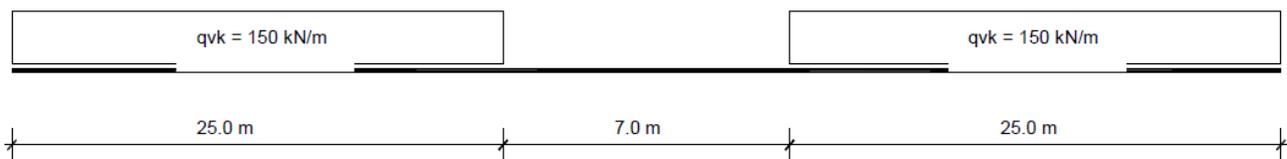


Figura 15.6-1 – Treno di carico SW2.

Per la ripartizione si considera

- $B_t = 2.40 \text{ m} + 2 \times 0.40 \text{ m} = 2.60 \text{ m}$

I carichi verticali sono definiti per mezzo dei modelli di carico elencati nella seguente tabella. I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per il coefficiente  $\alpha$  che deve assumersi come da tabella seguente:

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " $\alpha$ "
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Figura 15.6-2 – Coefficienti  $\alpha$  per modelli di carico.

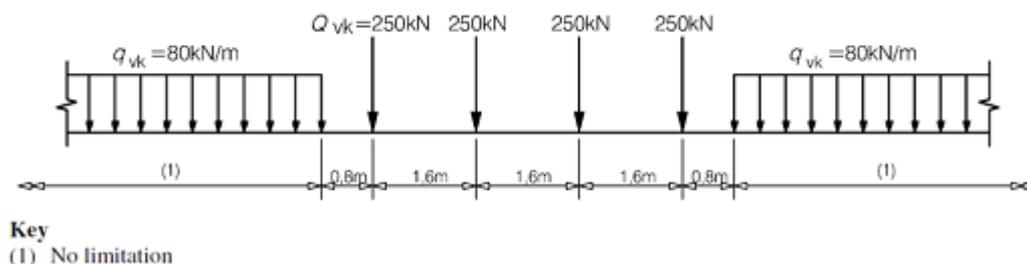
Il valore considerato di carico distribuito in corrispondenza della zona sopra la soletta, risulta dunque:

$$Q = 150 \text{ kN} \quad q_{var} = (150/2.60) \cdot 1.0 = 57.69 \text{ kN/m}^2$$

Di seguito, si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità con cui si dà evidenza che le opere appartenenti alla tratta in esame sono idonee a sostenere tale carico.

### 15.6.2 VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER OPERE MINORI SOTTOBINARIO: CARICO EQUIVALENTE

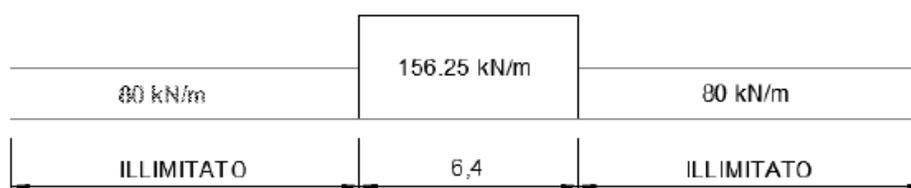
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



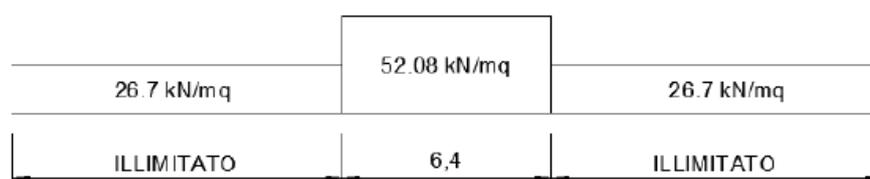
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \cdot 250}{4 \cdot 1.60} = 156.25 \text{ kN/m}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



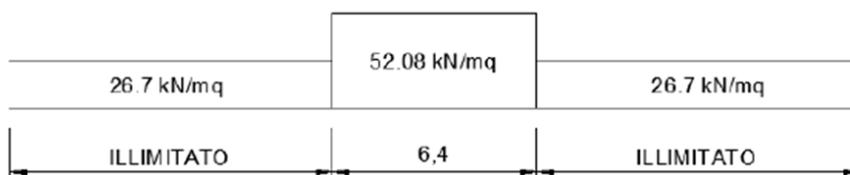
A tali carichi si deve applicare il coefficiente  $\alpha$  relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

*Tabella 11*

**Fattore alfa ( $\alpha$ ) per la progettazione di strutture nuove**

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa ( $\alpha$ )
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospeso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospeso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente  $\alpha$  è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P2-P4 per il traffico passeggeri ed F1 per il traffico merci per cui, alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



Considerando la ripartizione dei carichi attraverso il sottostante rilevato fino alla quota della testa dell'opera di sostegno con un angolo pari all'angolo di attrito interno del terreno ( $38^\circ$ ) si ottiene un carico in corrispondenza del piano orizzontale alla quota della testa dell'opera di sostegno pari a:

$$q_{\text{var}} = (52.08 \text{ kN/m}^2 \times 3.0\text{m}) / (3.0\text{m}) = 52.08 \text{ kN/m}^2$$



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA  
TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)  
OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	40 di 178

Ai fini delle verifiche del carico equivalente si considera, in tutte le relazioni di calcolo specifiche, a favore di sicurezza, il carico equivalente SW2 pari a 57.7 kN/m<sup>2</sup> a vantaggio di sicurezza rispetto ai 52.08 kN/m<sup>2</sup> calcolati con riferimento alle STI.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

## 15.7 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

### 15.7.1 VITA NOMINALE

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

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

La cui vita nominale è pari a: 75 anni.

### 15.7.2 CLASSE D'USO

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

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Il coefficiente d'uso è pari a 1.50.

### 15.7.3 PERIODO DI RIFERIMENTO

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

Pertanto  $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$  anni.

### 15.7.4 PARAMETRI SISMICI

Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_u V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Stati Limite	$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 15.7-1 – Probabilità di superamento al variare dello stato limite considerato.

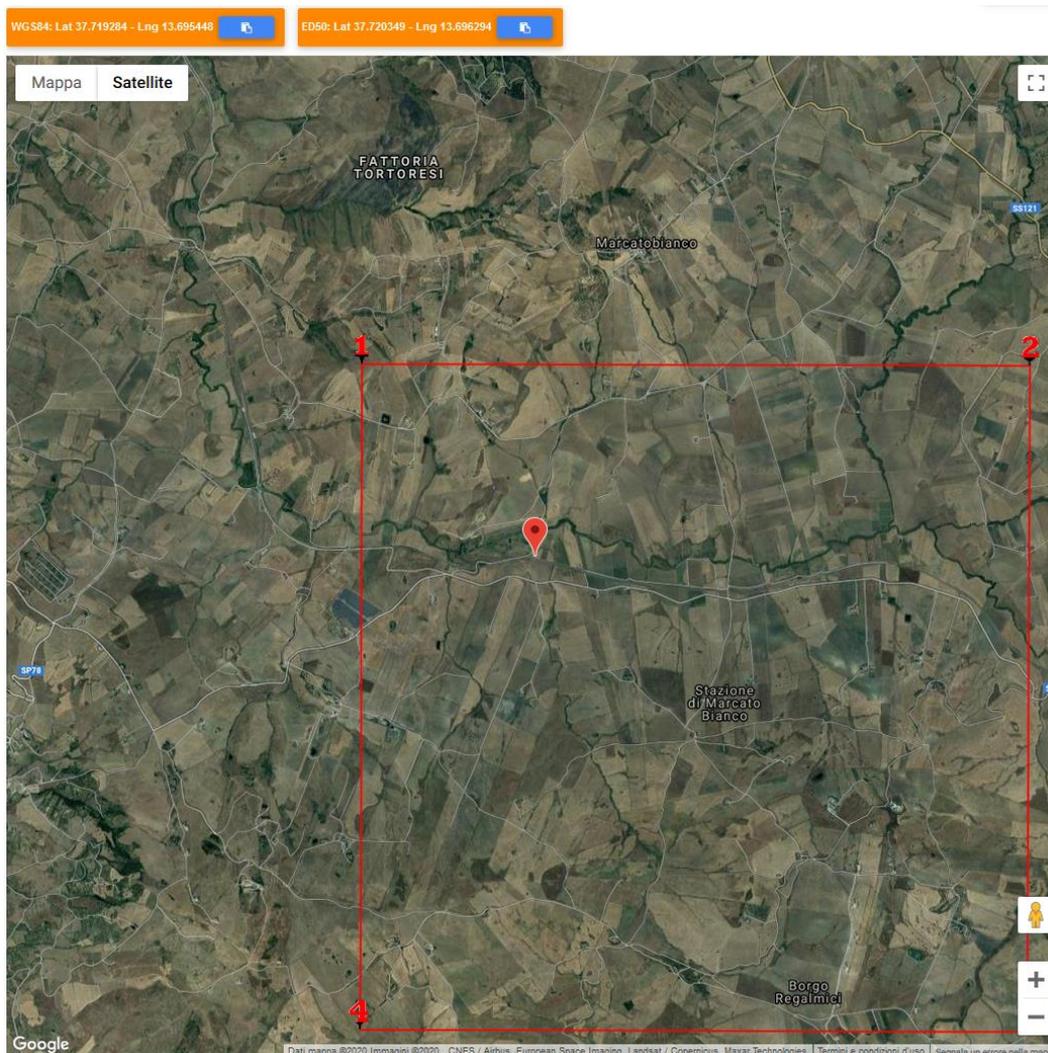


Tabella 15.7-2 – Localizzazione del sito ove sorgerà l'opera.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA</b>					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA <b>RS3T</b>	LOTTO <b>30 D 26</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>MU1400 001</b>	REV. <b>B</b>

Da cui si ottiene la seguente tabella:

### Stati limite

	Classe Edificio				
	III. Affollamento significativo...				
	Vita Nominale	75			
	Interpolazione	Media ponderata			
<b>CU = 1.5</b>					
Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]	
Operatività (SLO)	68	0.045	2.442	0.276	
Danno (SLD)	113	0.054	2.473	0.299	
Salvaguardia vita (SLV)	1068	0.108	2.648	0.382	
Prevenzione collasso (SLC)	2193	0.130	2.705	0.407	
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	112.5				

Tabella 15.7-3 – Parametri relativi all'azione sismica.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale. Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018. I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di Categoria C. In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 15.7-4 – Categorie topografiche.

L'area interessata risulta classificabile come T1.

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente  $S = S_s S_T$  e di  $C_C$  in base alla categoria di

sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle di seguito riportate:

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 15.7-5 – Espressioni di  $S_s$  e  $C_c$ .

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 15.7-6 – Valori massimi dei coefficienti di amplificazione topografica  $S_T$ .

valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a  $S_s = 1.5$  e  $C_c = 1.440$

valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a  $S_T = 1.0$

Dalla sezione dedicata al calcolo dei parametri sismici di base del programma "GeoStru", si ricavano i seguenti parametri dello spettro di risposta relativo al sito più gravoso.

### Coefficienti sismici

 Tipo Muri di sostegno NTC 2018

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)



1



0.1



Cat. Sottosuolo

C



Cat. Topografica

T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
--	-----	-----	-----	-----

SS Amplificazione stratigrafica

1,50	1,50	1,50	1,49
------	------	------	------

CC Coeff. funz categoria

1,61	1,56	1,44	1,41
------	------	------	------

ST Amplificazione topografica

1,00	1,00	1,00	1,00
------	------	------	------

Acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]



0.6

Coefficienti

	SLO	SLD	SLV	SLC
--	-----	-----	-----	-----

kh

0.000	0.038	0.062	0.000
-------	-------	-------	-------

kv

--	0.019	0.031	--
----	-------	-------	----

Amax [m/s<sup>2</sup>]

0.664	0.801	1.594	1.902
-------	-------	-------	-------

Beta

--	0.470	0.380	--
----	-------	-------	----

 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

## 15.8 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

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

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

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

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

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

Per ciascuna verifica si deve tenere conto dei coefficienti parziali per le azioni, dei parametri geotecnici e dei coefficienti di amplificazione per le verifiche di sicurezza, tutti riportati nelle seguenti tabelle.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA</b>					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA <b>RS3T</b>	LOTTO <b>30 D 26</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>MU1400 001</b>	REV. <b>B</b>

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

Tabella 15.8-1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

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

Tabella 15.8-2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 15.8-3 – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno.

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Tabella 15.8-4 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le combinazioni sismiche, in maniera del tutto analoga alle combinazioni statiche, sono effettuate con l'approccio 2, ponendo però pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nella seguente tabella.

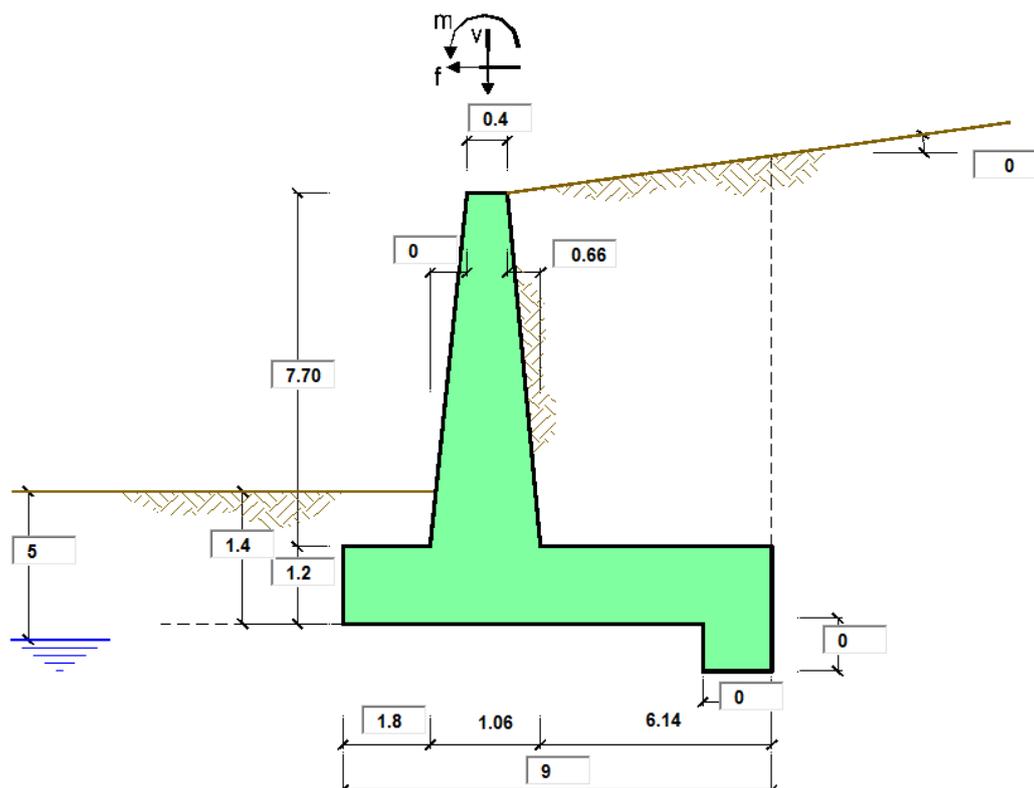
Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 15.8-5 – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Le verifiche pseudo-statiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati in condizioni sismiche si eseguono adottando valori unitari dei coefficienti parziali del gruppo A e M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e un coefficiente parziale  $\gamma_R$  pari a 1.2.

## 16. PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO "TIPO 3"

### 16.1 DATI DI INPUT



#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	7.70	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.66	(m)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	9.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.80	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	6.14	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	4.50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

### Condizioni drenate

<b>Dati Geotecnici</b>			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	38.00	38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	0.00	0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	15.00	15.00	15.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	25.00	25.00	25.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma d$	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	18.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	10000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.108	(-)	RIBALTAMENTO	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.38	(-)		$\beta_s$ 0.57
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.06156	(-)		kh 0.09234
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0308	(-)		kv 0.04617
Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				

			STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.238	0.238
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.269	0.284
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.271	0.289
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.464	2.464
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.368	2.320
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.362	2.306

<b>Carichi Agenti</b>			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	3.50	3.50	3.50
Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	57.70	83.67	83.67
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	1.00	condizione quasi permanente $\Psi2$	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	11.54		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

Condizioni non drenate

<b>Dati Geotecnici</b>				<b>valori caratteristici</b>		<b>valori di progetto</b>	
				<b>SLE</b>		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	38.00		38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20.00		20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	0.00		0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input type="radio"/> drenate <input checked="" type="radio"/> Non Drenate					
	Resistenza a Taglio non drenata	(kPa)	cu	80.00		80.00	80.00
	Angolo di attrito Terreno-Fondazione	(°)	$\phi_1'$	25.00		25.00	25.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_1$	19.00		19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	20.00		20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	18.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	10000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.108	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)	RIBALTAMENTO	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.38	(-)	$\beta_s$	0.57
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.06156	(-)	kh	0.09234
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0308	(-)	kv	0.04617
Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				

				STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.238	0.238	0.238
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.269	0.269	0.284
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.271	0.271	0.289
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	1.000	1.000	1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	1.000	1.000	1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.000	1.000	1.000

<b>Carichi Agenti</b>				<b>valori caratteristici</b>		<b>valori di progetto</b>	
				<b>SLE - sisma</b>		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	16.62		21.60	21.60
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00		0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	1.00		1.00	1.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00		0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	57.69		83.65	83.65
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00		0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00		0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00		0.00	0.00
Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi_1$			1.00	condizione quasi permanente $\Psi_2$		0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	11.54			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

#### Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C32/40"/>		
Rck	40	(MPa)	
fck	32	(MPa)	
fc <sub>m</sub>	40	(MPa)	
E <sub>c</sub>	33346	(MPa)	
α <sub>cc</sub>	0.85		
γ <sub>c</sub>	1.50		

$f_{od} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.13	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)

#### Tensioni limite (tensioni ammissibili)

##### condizioni statiche

σ <sub>c</sub>	19.2	Mpa
σ <sub>f</sub>	360	Mpa

##### condizioni sismiche

σ <sub>c</sub>	19.2	Mpa
σ <sub>f</sub>	360	Mpa

#### Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm

#### Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f <sub>yk</sub> =	450	(MPa)	
γ <sub>s</sub> =	1.15		
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>s</sub>	391.30	(MPa)	
E <sub>s</sub> =	210000	(MPa)	
ε <sub>ys</sub> =	0.19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

#### Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 9.00 (cm)

#### Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c<sub>min</sub> = 5.00 (cm)

#### Interferro tra I e II strato

i<sub>I-II</sub> = 5.00 (cm)

## 16.2 CALCOLO DELLE AZIONI

### 16.2.1 FORZE VERTICALI E INERZIALI

#### FORZE VERTICALI

##### - Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	77.00	77.00	77.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	63.53	63.53	63.53
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	270.00	270.00	270.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	410.53	410.53	410.53

##### - Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	945.56	945.56	945.56
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	(kN/m)	50.82	50.82	50.82
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	996.38	996.38	996.38

##### - Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	392.36	568.922	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	78.472		

#### MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

##### - Muro (Mm)

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	154.00	154.00	154.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	153.73	153.73	153.73
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	1215.00	1215.00	1215.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	1522.73	1522.73	1522.73

##### - Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	5607.17	5607.17	5607.17
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	134.16	134.16	134.16
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	5741.34	5741.34	5741.34

##### - Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	2197.216	3185.9632	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	439.4432		

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	54 di 178

### INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot kh$	(kN/m)	25.27	37.91
Ps v =	$P_m \cdot kv$	(kN/m)	12.64	18.95

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$P_t \cdot kh$	(kN/m)	61.34	92.01
Ptsh v =	$P_t \cdot kv$	(kN/m)	30.67	46.00

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$kh \cdot P_m1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot P_m2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	23.94	35.91
MPs3 h=	$kh \cdot P_m3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	14.73	22.09
MPs4 h=	$kh \cdot P_m4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	9.97	14.96
MPs5 h=	$-kh \cdot P_m5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	48.64	72.96

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$kv \cdot P_m1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot P_m2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	4.74	7.11
MPs3 v=	$kv \cdot P_m3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	4.73	7.10
MPs4 v=	$kv \cdot P_m4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	37.40	56.10
MPs5 v=	$kv \cdot P_m5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	46.87	70.30

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh \cdot P_t1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	293.95	440.93
MPts2 h=	$kh \cdot P_t2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot P_t3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	19.81	29.72
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	313.77	470.65

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv \cdot P_t1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	172.59	258.88
MPts2 v=	$kv \cdot P_t2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts3 v=	$kv \cdot P_t3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	4.99	7.48
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	177.58	266.37

## 16.2.2 SPINTE IN CONDIZIONE STATICA

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 188.43	244.96	244.96
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 122.16	177.13	177.13

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 188.43	244.96	244.96
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 122.16	177.13	177.13

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

S <sub>p</sub> =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------------------	---	-------------	------	------

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 559.00	726.70	726.70
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 543.61	788.24	788.24
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 7.00	7.00	7.00

### 16.2.3 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	188.43	188.43	188.43
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	30.81	30.81	47.15
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	27.58	27.58	29.20

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	188.43	188.43	188.43
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	30.81	30.81	47.15
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	27.58	27.58	29.20

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

#### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	559.00	559.00	559.00
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	91.41	91.41	139.89
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	122.72	122.72	129.93
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

#### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		7.00	

### 16.2.4 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	188.43	188.43	188.43
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	19.29	19.29	30.04
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	27.79	27.79	29.70

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	188.43	188.43	188.43
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	19.29	19.29	30.04
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	27.79	27.79	29.70

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma' \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

#### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	559.00	559.00	559.00
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	57.24	57.24	89.13
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	123.66	123.66	132.16
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma' \cdot Hd^3 \cdot kps + 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma' \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

#### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		7.00	

### 16.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

#### 16.3.1 VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE

##### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} \text{ perm} + S_{qv} \text{ acc}$		1410.41	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$		422.09	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\varphi_1'$		0.47	(-)	
<b>Fs scorr.</b>	<b><math>(N \cdot f + S_p) / T</math></b>	<b>1.56</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

##### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		7271.07	( kNm/m )	
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$		1514.94	( kNm/m )	
<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>4.80</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.15</b>

##### VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ S_{ovr} \text{ acc})$		1410.41	1979.33	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$		422.09	422.09	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		5756.13	8942.09	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		590.70	-35.12	( kNm/m )

### Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0'N_q'iq + 0,5*\gamma_1*B*N_\gamma'i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	15.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	13.00		(kN/m <sup>3</sup> )
q <sub>0</sub> = γd'H <sub>2</sub> '	sovraccarico stabilizzante	28.00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.42	-0.02	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	8.16	8.96	(m)

I valori di N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub> e N<sub>γ</sub> sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

N <sub>q</sub> = tg <sup>2</sup> (45 + φ'/2)*e <sup>(π*tg(φ'))</sup>	(1 in cond. nd)	10.66		(-)
N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	20.72		(-)
N <sub>γ</sub> = 2*(N <sub>q</sub> + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	10.88		(-)

I valori di i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub> e i<sub>γ</sub> sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

i <sub>q</sub> = (1 - T/(N + B*c'*cotgφ')) <sup>m</sup>	(1 in cond. nd)	0.56	0.66	(-)
i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> )/(N <sub>q</sub> - 1)		0.51	0.51	(-)
i <sub>γ</sub> = (1 - T/(N + B*c'*cotgφ')) <sup>m+1</sup>		0.42	0.42	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	567.69	602.26	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub>*B* / N</b>	N <sub>min</sub>	<b>3.29</b>	>	<b>1.4</b>
		N <sub>max</sub>	<b>2.73</b>	>	

### 16.3.2 VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE

Condizione sismica +

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 1453.71 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 333.43 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.47 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{2.03} \quad > \quad \mathbf{1}$$

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 7271.07 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 1035.76 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{7.02} \quad > \quad \mathbf{1}$$

#### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc}) \quad \begin{matrix} N_{\min} \\ 1453.71 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{\max} \\ 1532.18 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 333.43 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 6359.97 \quad 6799.42 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 181.72 \quad 95.40 \quad (\text{kNm/m})$$

### Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

$c'$	coesione terreno di fondaz.	15.00		(kN/mq)
$\varphi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	13.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	28.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.13	0.06	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.75	8.88	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \tan \varphi')}$	(1 in cond. nd)	10.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	20.72		(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) * \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	10.88		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.65	0.67	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.62	0.63	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0.53	0.53	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	712.61	726.93	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

**FS carico limite**

$$F = q_{lim} * B^* / N$$

$N_{min}$	<b>4.29</b>	>	<b>1.2</b>
$N_{max}$	<b>4.21</b>	>	

Condizione sismica -

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsh} \quad 1367.10 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 322.12 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.47 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.98} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 7271.07 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 1660.57 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{4.38} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsh} \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 1367.10 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 1445.57 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 322.12 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 5944.31 \quad 6383.75 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 207.64 \quad 121.33 \quad (\text{kNm/m})$$

### Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

$c'$	coesione terreno di fondaz.	15.00			(kN/mq)
$\varphi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00			(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	13.00			(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	28.00			(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.15	0.08		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.70	8.83		(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	10.66			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	20.72			(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) * \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	10.88			(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.65	0.66		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.61	0.63		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0.52	0.52		(-)

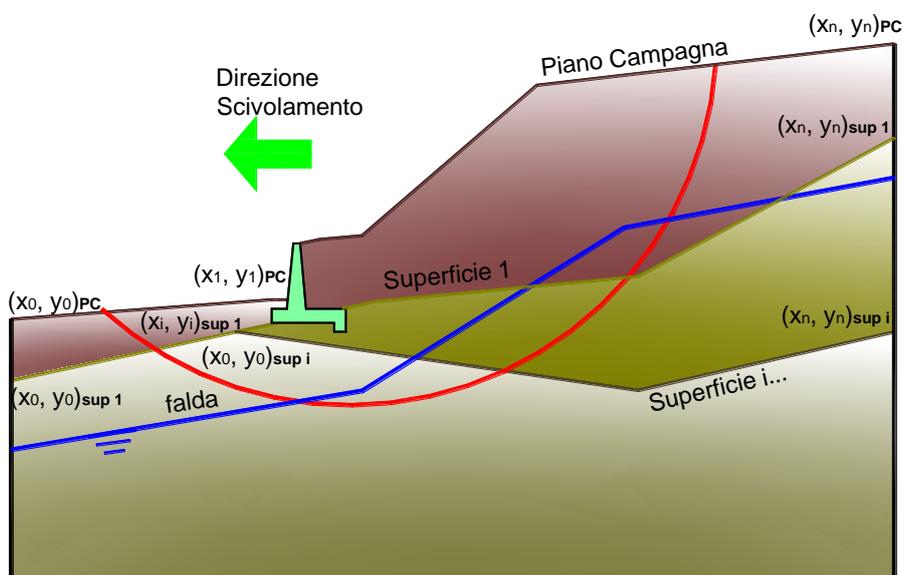
(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	702.93	718.28		(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

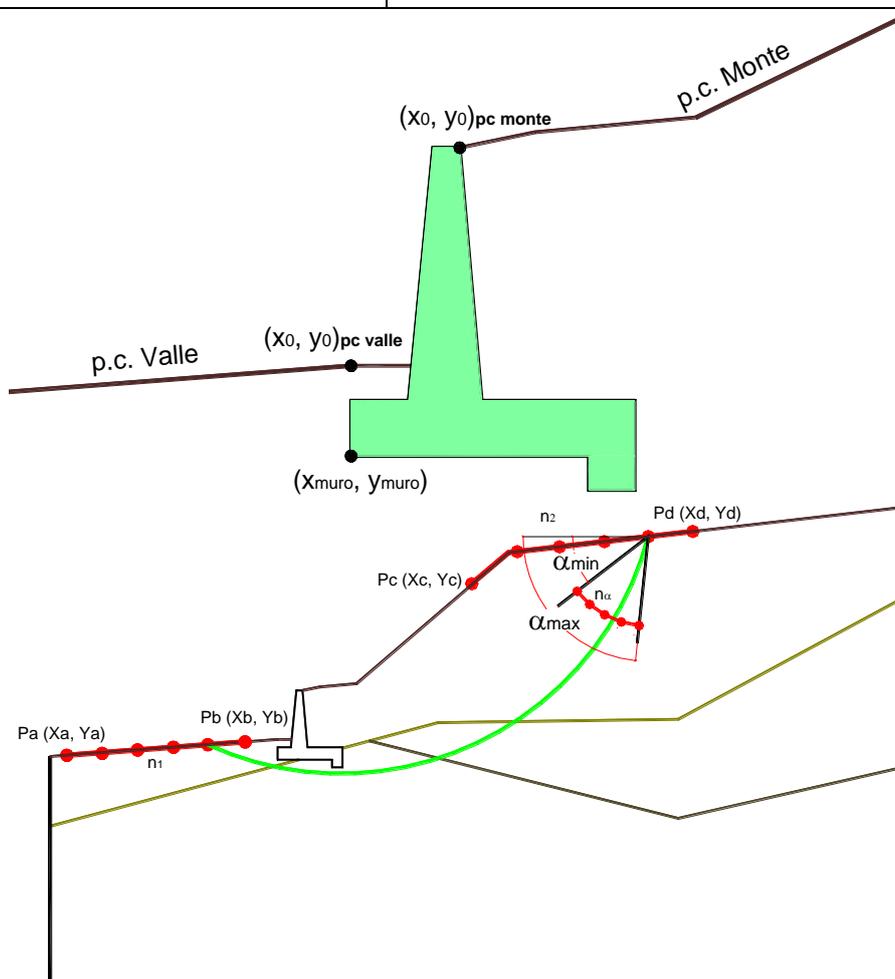
<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	<b><math>N_{min}</math></b>	<b>4.47</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.2</b>
		<b><math>N_{max}</math></b>	<b>4.39</b>	<b>&gt;</b>	

### 16.3.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea ferroviaria.



	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c$ [kPa]	Descrizione
<b>materiale 1</b>	20.00	38	0	Rilevato - riporto
<b>materiale 2</b>	19.00	25	15	Unità geotecnica 1 - a2
<b>materiale 3</b>	20.00	35	0	Unità geotecnica 2 - a
<b>materiale 4</b>	21.00	20	22.5	Unità geotecnica 3 - TRV



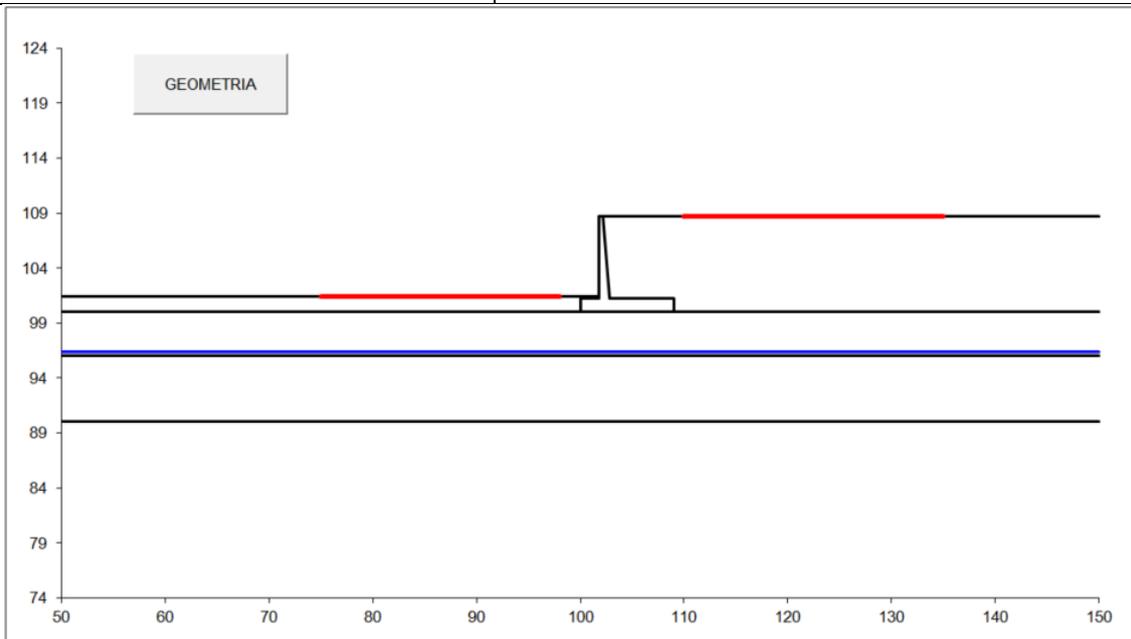
p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falsa		
materiale 1						materiale 2		materiale 3		materiale 4		falsa		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.400	0	102.200	108.700	0	50.000	100.000	0	50.000	96.000	0	50.000	96.400
1	50.000	101.400	1	150.000	108.700	1	150.000	100.000	1	150.000	96.000	1	150.000	96.400
2			2			2			2			2		
3			3			3			3			3		
4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

**Sovraccarichi**

	$x_{in}$	$q_{in}$	$x_{fn}$	$q_{fn}$	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	105.200	57.69	107.800	57.69	20%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

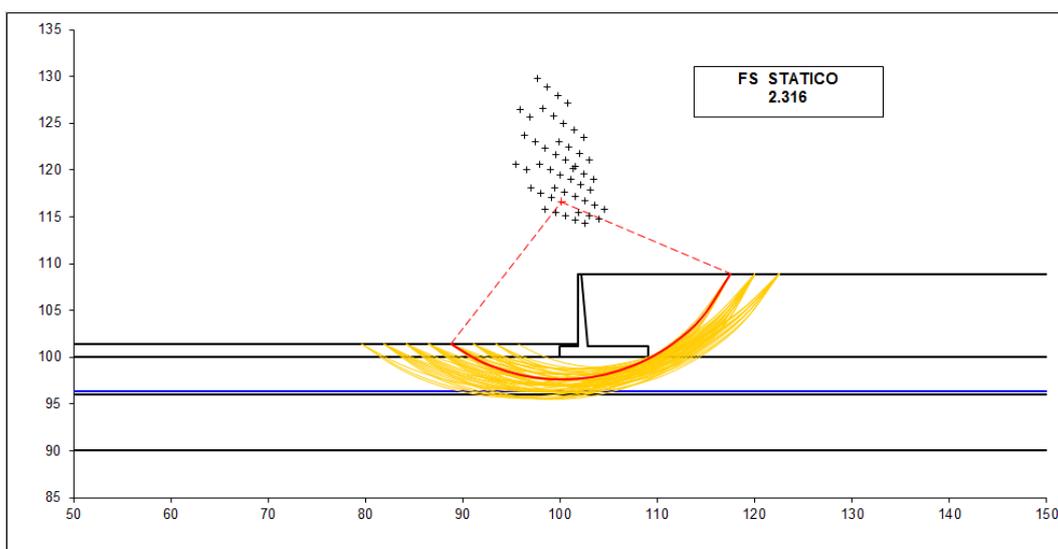
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	66 di 178



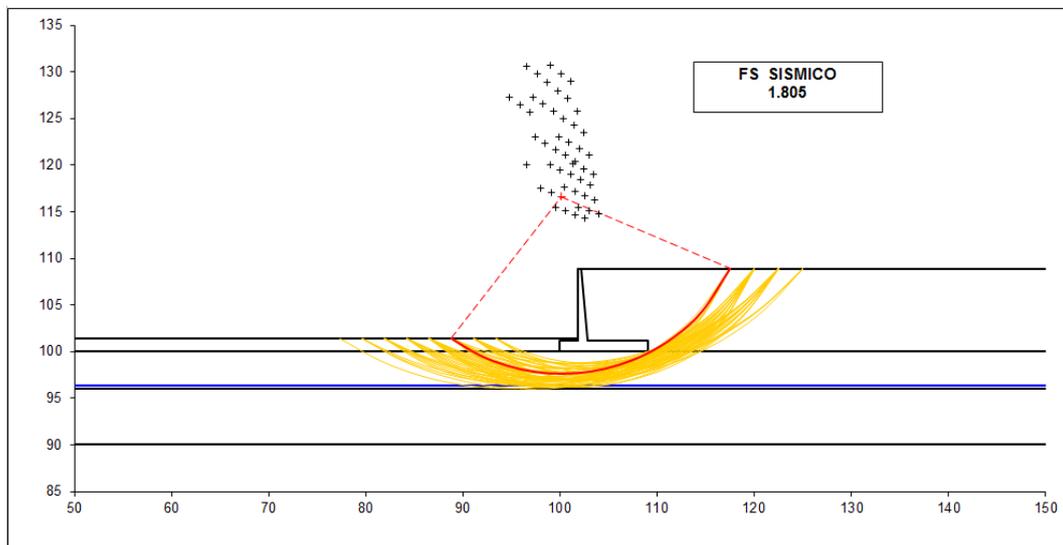
<b>#strisce</b>
30

<b># Superfici Calcolate</b>	<b>FS Bishop</b>	
	<b>STATICO</b>	<b>2.316</b>
<b>496</b>	<b>SISMICO</b>	<b>1.805</b>

### Condizioni statiche



### Condizioni sismiche



### 16.3.4 VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE – C. NON DRENATE

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$	1554.79	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$	467.79	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$	0.47	(-)		
<b>Fs scorr.</b>	<b><math>(N \cdot f + S_p) / T</math></b>	<b>1.55</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	8088.59	( kNm/m )		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	1718.34	( kNm/m )		
<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>4.71</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.15</b>

#### VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{ Sovr acc})$	1554.79	1554.79	2123.63	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	467.79	467.79	467.79	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$	6370.26	6370.26	9555.80	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	626.27	626.27	0.54	( kNm/m )

### Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	80.00		(kPa)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^* H_2^*$	sovraccarico stabilizzante	28.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.40	0.00	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.19	9.00	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	1.00		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	( $2 + \pi$ in cond. nd)	5.14		(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) * \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00	(-)
$i_c = (1 - m T / (B^* c u^* N_c))$		0.72	0.75	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^{m+1}$		- -		(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	325.15	335.37	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	$N_{min}$	<b>1.71</b>	>	<b>1.4</b>
		$N_{max}$	<b>1.42</b>	>	

### 16.3.5 VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE – C. NON DRENATE

Condizione sismica +

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 1568.72 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 382.17 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.47 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.91} \quad > \quad \mathbf{1}$$

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 8088.59 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 1222.82 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{6.61} \quad > \quad \mathbf{1}$$

#### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 382.17 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 6811.00 \quad 7250.39 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 248.21 \quad 161.91 \quad (\text{kNm/m})$$

### Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	80.00			(kN/mq)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00			(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	28.00			(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.16	0.10		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.68	8.80		(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot c_u \cdot N_c))$		0.79	0.79		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^{m+1}$		-	-		(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	351.31	352.50		(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>1.94</b>	>	<b>1.2</b>
		Nmax	<b>1.88</b>	>	

Condizione sismica -

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsh} \quad 1473.06 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 371.17 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.47 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.85} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 8088.59 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 1850.84 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{4.37} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsh} \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 1473.06 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 1551.53 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 371.17 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 6393.99 \quad 6833.37 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 234.80 \quad 148.49 \quad (\text{kNm/m})$$

### Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	80.00			(kN/mq)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00			(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	28.00			(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.16	0.10		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.68	8.81		(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot cu \cdot N_c))$		0.79	0.80		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi)))^{m+1}$		--			(-)

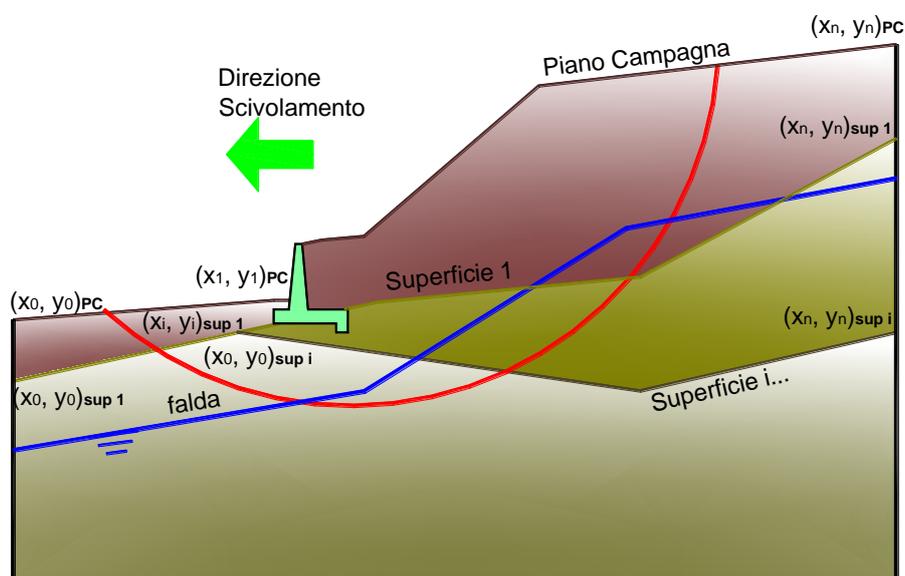
(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	353.82	355.05		(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

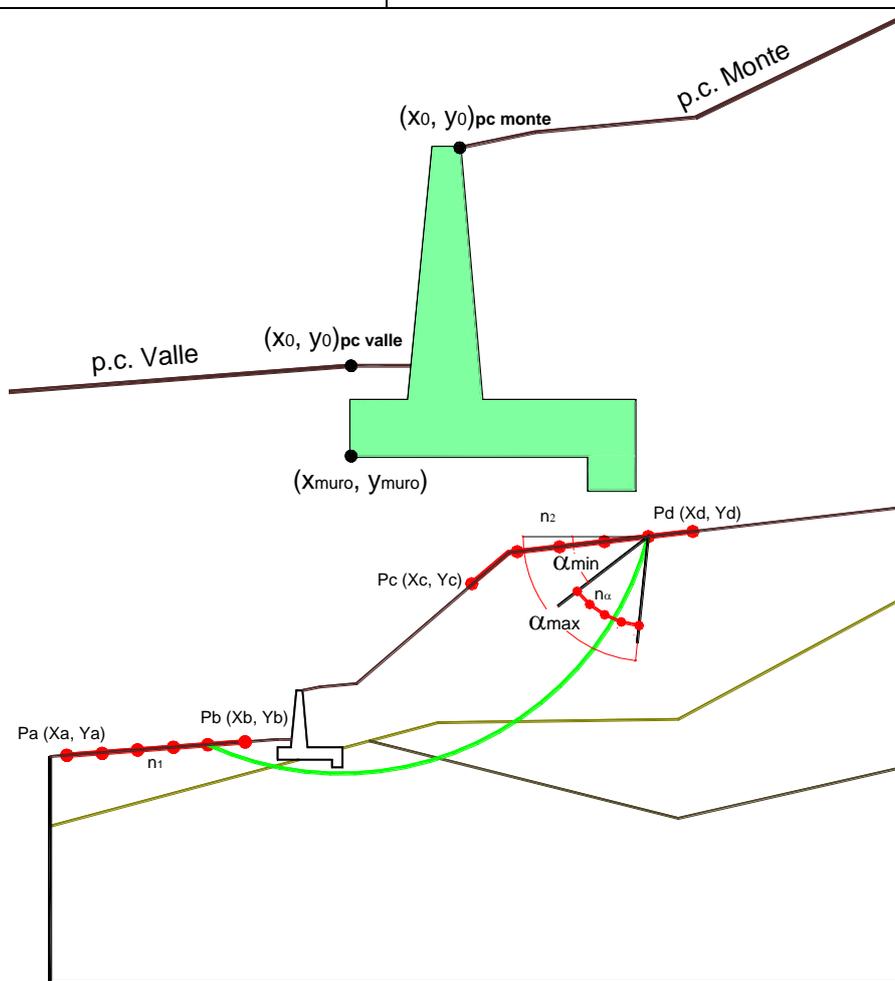
<b>FS carico limite</b>	<b>F = <math>q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>2.09</b>	>	<b>1.2</b>
		Nmax	<b>2.02</b>	>	

### 16.3.6 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. NON DRENATE

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea ferroviaria.



	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c$ [kPa]	Descrizione
<b>materiale 1</b>	20.00	38	0	Rilevato - riporto
<b>materiale 2</b>	19.00	25	80	Unità geotecnica 1 - a2
<b>materiale 3</b>	20.00	35	0	Unità geotecnica 2 - a
<b>materiale 4</b>	21.00	20	200	Unità geotecnica 3 - TRV



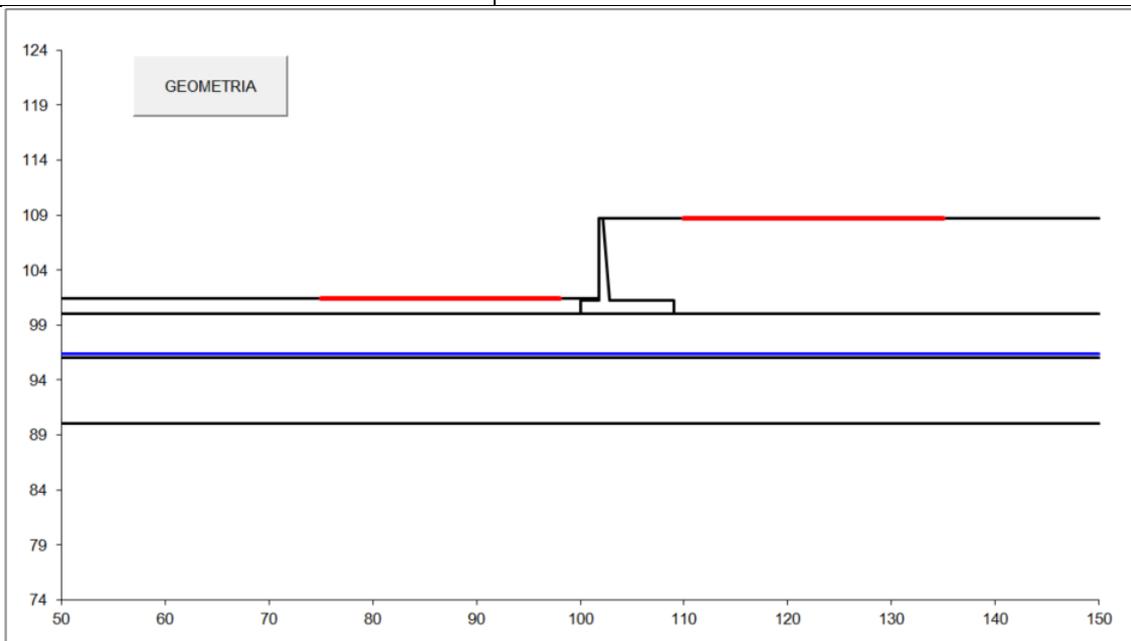
p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		fonda				
materiale 1				materiale 2		materiale 3		materiale 4		fonda				
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y			
0	100.000	101.400	0	102.200	108.700	0	50.000	100.000	0	50.000	90.000	0	50.000	96.400
1	50.000	101.400	1	150.000	108.700	1	150.000	100.000	1	150.000	90.000	1	150.000	96.400
2			2			2			2			2		
3			3			3			3			3		
4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

**Sovraccarichi**

	$x_{in}$	$q_{in}$	$x_{fin}$	$q_{fin}$	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	105.200	57.69	107.800	57.69	20%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

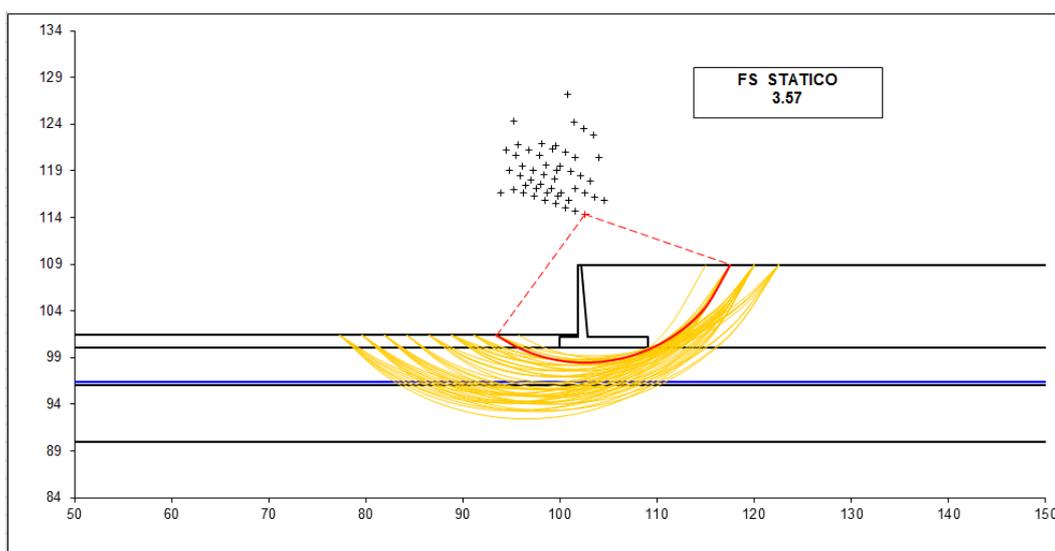
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	76 di 178



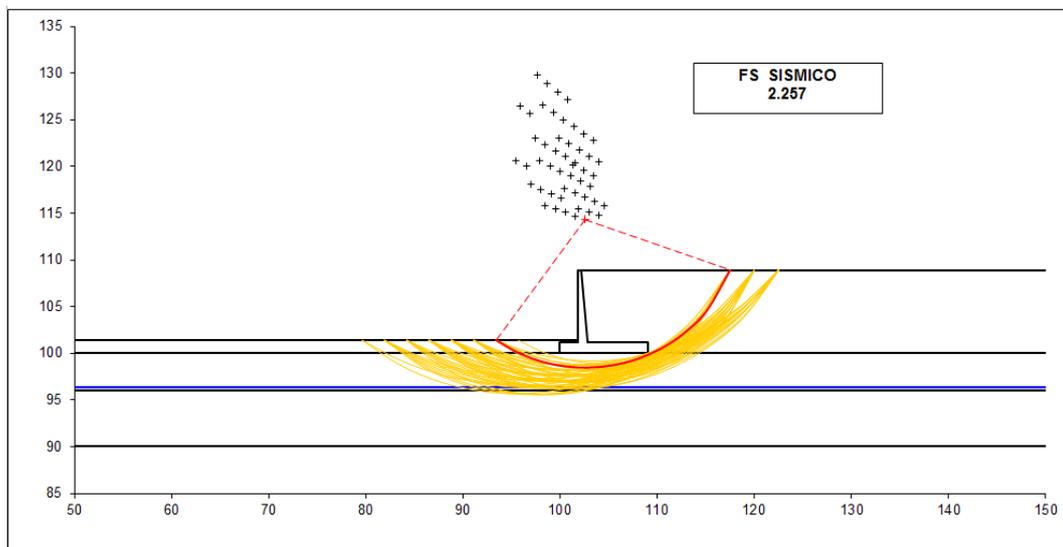
<b>#strisce</b>
30

<b># Superfici Calcolate</b>	<b>FS Bishop</b>	
	<b>STATICO</b>	<b>3.570</b>
<b>496</b>	<b>SISMICO</b>	<b>2.257</b>

### Condizioni statiche



### Condizioni sismiche



## 16.4 VERIFICHE STRUTTURALI

### 16.4.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

#### Reazione del terreno

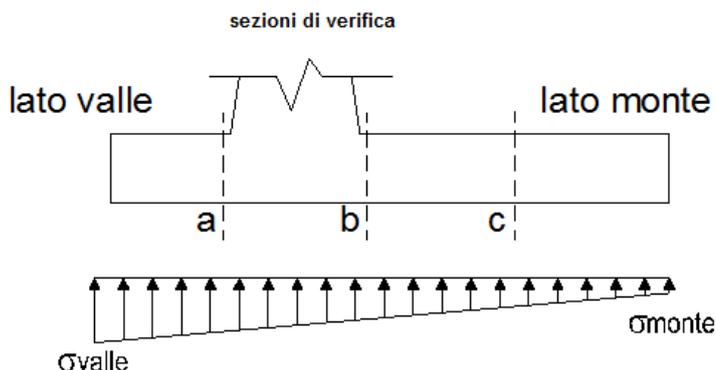
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 9.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 13.50 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	1410.41	590.70	200.47	112.96
	1979.33	-35.12	217.32	222.53
sisma+	1453.71	181.72	174.98	148.06
	1532.18	95.40	177.31	163.18
sisma-	1367.10	207.64	167.28	136.52
	1445.57	121.33	169.61	151.63



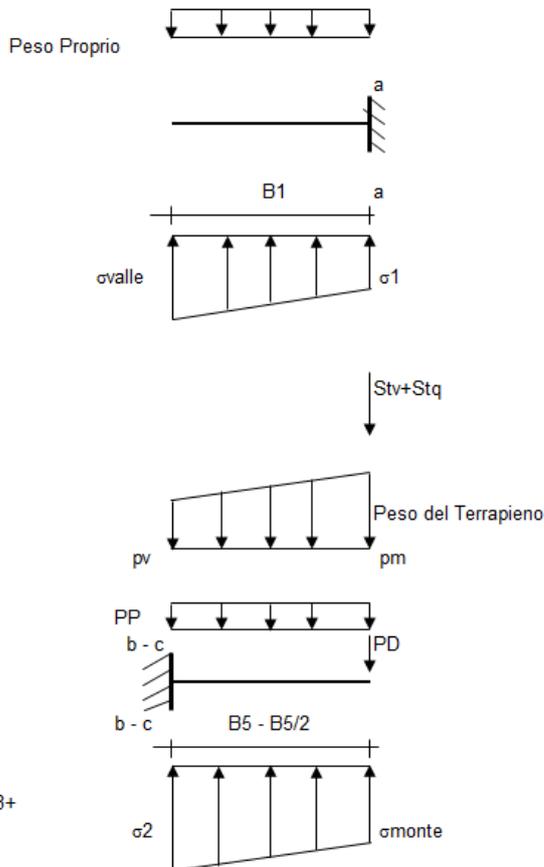
#### Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 30.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	200.47	182.96	266.71	291.09
	217.32	218.36	304.03	338.12
sisma+	174.98	169.60	230.47	252.31
	177.31	174.48	237.11	259.82
sisma-	167.28	161.13	220.57	237.45
	169.61	166.01	224.22	244.96



#### Mensola Lato Monte

PP = 30.00 (kN/m<sup>2</sup>)

peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m)

peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	154.00	237.67	165.54	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	154.00	237.67	165.54	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	154.00	237.67	165.54	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	$\sigma_{2b}$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_{2c}$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	112.96	-964.04	-252.92	142.81	-287.90	-172.28
	222.53	-873.15	-288.05	220.75	-215.50	-141.30
sisma+	148.06	-668.77	-199.05	157.25	-181.62	-113.62
	163.18	-662.93	-206.07	168.00	-173.31	-110.44
sisma-	136.52	-656.39	-192.33	147.01	-180.58	-112.27
	151.63	-637.16	-194.99	157.76	-168.92	-106.91

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \quad h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m \cdot f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

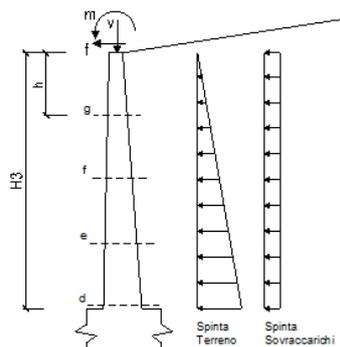
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



**condizione statica**

sezione	h	$M_t$	$M_q$	$M_{ext}$	$M_{tot}$	$N_{ext}$	$N_{pp}$	$N_{tot}$
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.70	470.61	590.01	0.00	1060.62	3.50	140.53	144.03
e-e	5.78	198.54	331.88	0.00	530.42	3.50	93.48	96.98
f-f	3.85	58.83	147.50	0.00	206.33	3.50	54.38	57.88
g-g	1.93	7.35	36.88	0.00	44.23	3.50	23.22	26.72

sezione	h	$V_t$	$V_q$	$V_{ext}$	$V_{tot}$
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.70	183.35	153.25	0.00	336.60
e-e	5.78	103.14	114.94	0.00	218.07
f-f	3.85	45.84	76.62	0.00	122.46
g-g	1.93	11.46	38.31	0.00	49.77

**condizione sismica +**

sezione	h	$M_{t \text{ stat}}$	$M_{t \text{ sism}}$	$M_q$	$M_{ext}$	$M_{inerzia}$	$M_{tot}$	$N_{ext}$	$N_{pp+inerzia}$	$N_{tot}$
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.70	362.00	59.20	91.86	0.00	28.29	541.35	3.50	144.85	148.35
e-e	5.78	152.72	24.97	51.67	0.00	14.50	243.87	3.50	96.36	99.86
f-f	3.85	45.25	7.40	22.97	0.00	5.82	81.43	3.50	56.06	59.56
g-g	1.93	5.66	0.92	5.74	0.00	1.30	13.62	3.50	23.94	27.44

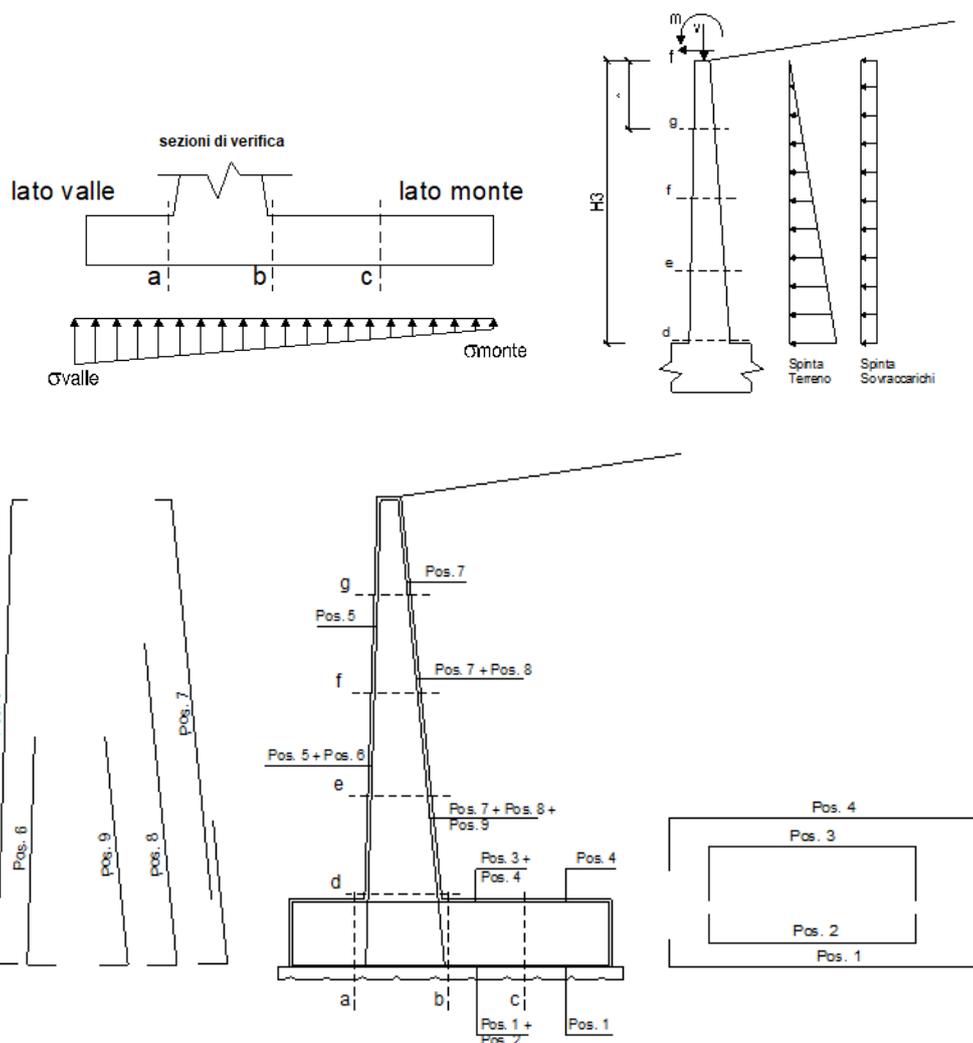
sezione	h	$V_{t \text{ stat}}$	$V_{t \text{ sism}}$	$V_q$	$V_{ext}$	$V_{inerzia}$	$V_{tot}$
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.70	141.04	23.06	23.86	0.00	8.65	196.62
e-e	5.78	79.34	12.97	17.89	0.00	5.75	115.96
f-f	3.85	35.26	5.77	11.93	0.00	3.35	56.30
g-g	1.93	8.82	1.44	5.96	0.00	1.43	17.65

**condizione sismica -**

sezione	h	$M_{t \text{ stat}}$	$M_{t \text{ sism}}$	$M_q$	$M_{ext}$	$M_{inerzia}$	$M_{tot}$	$N_{ext}$	$N_{pp+inerzia}$	$N_{tot}$
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.70	362.00	37.07	92.56	0.00	28.29	519.92	3.50	136.20	139.70
e-e	5.78	152.72	15.64	52.07	0.00	14.50	234.93	3.50	90.61	94.11
f-f	3.85	45.25	4.63	23.14	0.00	5.82	78.84	3.50	52.71	56.21
g-g	1.93	5.66	0.58	5.79	0.00	1.30	13.32	3.50	22.51	26.01

sezione	h	$V_{t \text{ stat}}$	$V_{t \text{ sism}}$	$V_q$	$V_{ext}$	$V_{inerzia}$	$V_{tot}$
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.70	141.04	14.44	24.04	0.00	8.65	188.18
e-e	5.78	79.34	8.12	18.03	0.00	5.75	111.25
f-f	3.85	35.26	3.61	12.02	0.00	3.35	54.24
g-g	1.93	8.82	0.90	6.01	0.00	1.43	17.16

### 16.4.2 VERIFICHE SLU



#### Armatura minima

L'armatura minima principale in fondazione deve essere in percentuale non inferiore allo 0.20% dell'area di conglomerato.

L'armatura minima principale presente in zona tesa deve essere in percentuale non inferiore allo 0.15% dell'area di conglomerato per l'intera lunghezza.

L'armatura secondaria, ortogonale a quella principale, deve essere pari al massimo delle seguenti percentuali:

- 0.10% dell'area di conglomerato in entrambi i lembi;
- 20% dell'armatura principale.

Muro  $h = 7,70m$  su fondazione diretta

**ARMATURE**

pos	n°/ml	$\phi$	II strato	pos	n°/ml	$\phi$	II strato
1	10.0	20		5	10.0	20	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	5.0	24	<input checked="" type="checkbox"/>	7	10.0	24	
4	10.0	24		8	5.0	24	<input checked="" type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Pertanto l'armatura secondaria sarà pari a:

sez a – a:  $\phi 14/20cm$  (ripartitori in fondazione e in elevazione);

sez b – b:  $\phi 14/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez c – c:  $\phi 14/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez d – d:  $\phi 14/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez e – e:  $\phi 14/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez f – f:  $\phi 14/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez g – g:  $\phi 14/20cm$  (ripartitori in fondazione);

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	304.03	0.00	1.20	31.42	67.86	1347.09
b - b	-964.04	0.00	1.20	67.86	31.42	2733.62
c - c	-287.90	0.00	1.20	45.24	31.42	1875.20
d - d	1060.62	144.03	1.06	67.86	31.42	2423.06
e - e	530.42	96.98	0.90	67.86	31.42	1957.01
f - f	206.33	57.88	0.73	67.86	31.42	1500.72
g - g	44.23	26.72	0.57	45.24	31.42	756.33

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	$\sigma$ staffe	i orizz.	i vert.	$\theta$	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	338.12	1.20	396.24	14	20	20	21.8	3774.58	Armatura a taglio non necessaria
b - b	288.05	1.20	512.21	14	20	20	21.8	3774.58	Armatura a taglio non necessaria
c - c	172.28	1.20	447.45	14	20	20	21.8	3774.58	Armatura a taglio non necessaria
d - d	336.60	1.06	497.87	14	20	20	21.8	3300.21	Armatura a taglio non necessaria
e - e	218.07	0.90	448.34	14	20	20	21.8	2741.14	Armatura a taglio non necessaria
f - f	122.46	0.73	396.46	14	20	20	21.8	2182.07	Armatura a taglio non necessaria
g - g	49.77	0.57	298.13	14	20	20	21.8	1623.00	Armatura a taglio non necessaria

### 16.4.3 VERIFICHE SLE TENSIONE

#### Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	249.56	0.00	1.20	31.42	67.86	1.38	77.21
b - b	-650.16	0.00	1.20	67.86	31.42	3.10	99.43
c - c	-176.70	0.00	1.20	45.24	31.42	0.95	38.43
d - d	768.91	144.03	1.06	67.86	31.42	4.68	126.58
e - e	381.60	96.98	0.90	67.86	31.42	3.17	76.51
f - f	146.98	57.88	0.73	67.86	31.42	1.80	37.44
g - g	31.09	26.72	0.57	45.24	31.42	0.69	13.83

#### Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	235.62	0.00	1.20	31.42	67.86	1.31	72.90
b - b	-668.77	0.00	1.20	67.86	31.42	3.19	102.28
c - c	-181.62	0.00	1.20	45.24	31.42	0.97	39.50
d - d	541.35	139.70	1.06	67.86	31.42	3.33	86.59
e - e	243.87	94.11	0.90	67.86	31.42	2.05	46.75
f - f	81.43	56.21	0.73	67.86	31.42	1.02	19.11
g - g	13.62	26.01	0.57	45.24	31.42	0.31	4.66

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

#### 16.4.4 VERIFICHE SLE FESSURAZIONE

##### condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	249.56	0.00	1.20	31.42	67.86	1.38	77.21	0.108	0.200
b - b	-650.16	0.00	1.20	67.86	31.42	3.10	99.43	0.115	0.200
c - c	-176.70	0.00	1.20	45.24	31.42	0.95	38.43	0.049	0.200
d - d	768.91	144.03	1.06	67.86	31.42	4.68	126.58	0.144	0.200
e - e	381.60	96.98	0.90	67.86	31.42	3.17	76.51	0.081	0.200
f - f	146.98	57.88	0.73	67.86	31.42	1.80	37.44	0.037	0.200
g - g	31.09	26.72	0.57	45.24	31.42	0.69	13.83	0.014	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

##### condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	167.29	0.00	1.20	31.42	67.86	0.93	51.76	0.073	0.200
b - b	-236.35	0.00	1.20	67.86	31.42	1.13	36.14	0.042	0.200
c - c	-30.09	0.00	1.20	45.24	31.42	0.16	6.54	0.008	0.200
d - d	362.00	144.03	1.06	67.86	31.42	2.26	54.61	0.061	0.200
e - e	152.72	96.98	0.90	67.86	31.42	1.32	26.80	0.028	0.200
f - f	45.25	57.88	0.73	67.86	31.42	0.59	8.90	0.008	0.200
g - g	5.66	26.72	0.57	45.24	31.42	0.14	0.70	0.001	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B	FOGLIO 84 di 178

## 17. PROGETTO E VERIFICA MURO A U – MODELLO 1

### 17.1 MODELLAZIONE SEMPLIFICATA

La soletta di fondazione del muro a U può essere considerata poggiante su un terreno infinitamente rigido, pertanto è possibile schematizzare il piedritto come una mensola incastrata alla base soggetta ai seguenti carichi:

- spinta del terreno (a);
- spinta orizzontale dovuta alla presenza del ballast (b);
- spinta sismica (c);
- incremento della spinta dovuta al carico accidentale (d).

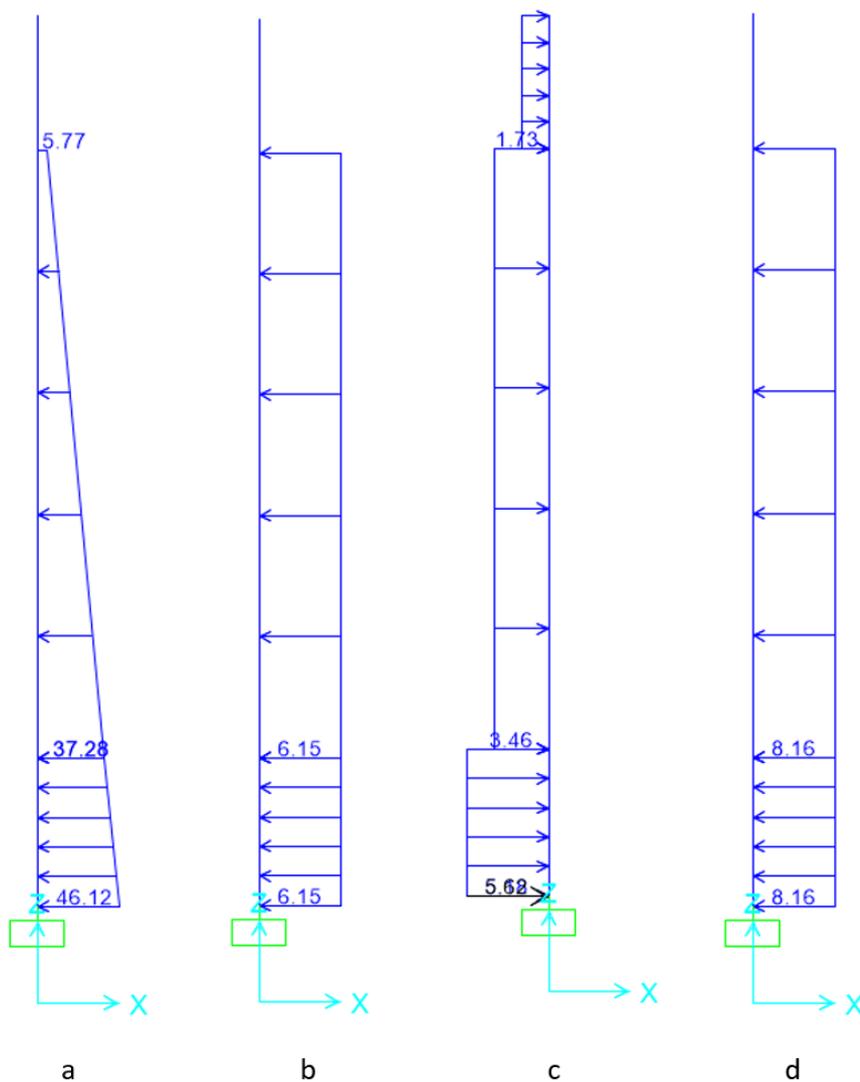


Figura 17.1-1 – Spinte applicate al piedritto.

Dai quali si ottengono le seguenti sollecitazioni nella sezione d'incastro (la più sollecitata):

$M$  (SLU) = 604.79 kNm (a);

$T$  (SLU) = 282.83 kN (b);

$M$  (SLV) = 308.77 kNm (c);

$T$  (SLV) = 155.04 kN (d);

$M$  (SLE) = 431.24 kNm (e).

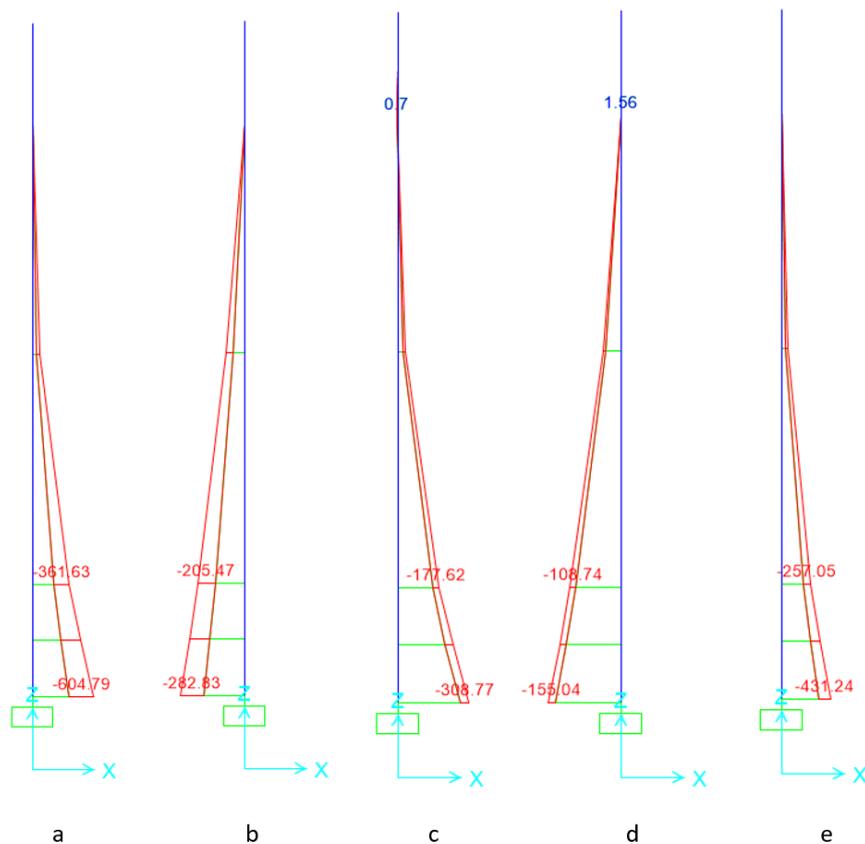


Figura 17.1-2 – Sollecitazioni piedritto.

I valori di sollecitazione ottenuti sono gli stessi della modellazione adottata nel seguente paragrafo, in cui si considera il muro nella sua totalità.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

## 17.2 MODELLAZIONE ADOTTATA

Per l'analisi della struttura è stato sviluppato un modello di calcolo nel quale l'interazione struttura-terreno è stata simulata attraverso molle reagenti solo a compressione (analisi non lineare); la costante di sottofondo è stata assunta pari a 10100 kN/m<sup>3</sup>.

Tale valore è stato determinato, a partire dal valore di E dello strato di fondazione, attraverso la seguente relazione:

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

dove:

E = modulo elastico del terreno;

$\nu$  = coefficiente di Poisson = 0.3;

B = larghezza della fondazione.

$c_t$  = fattore di forma, coefficiente adimensionale valutato con le relazione  $c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$  (per  $L/B \leq 10$  con L lunghezza singolo concio).

unità	E	$\nu$	B	L	L/B	$c_t$	$k_w$
(-)	(MPa)	(-)	(m)	(m)	(-)	(-)	(kN/m <sup>3</sup> )
a2	40	0.3	13.5	5	0.37	0.323	10093

L'analisi delle strutture è stata condotta mediante il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000, prodotto dalla Computer and Structures inc. di Berkeley, California, USA.

Lo schema statico impiegato è quello di telaio costituito da elementi frame; in corrispondenza della intersezione tra tali elementi il programma genera in automatico dei nodi per garantire la continuità strutturale. Ad ogni elemento è assegnata la corrispondente sezione rettangolare in calcestruzzo, la cui geometria è definita dallo spessore dell'elemento stesso per una larghezza unitaria, dal momento che la struttura è risolta come piana.

Per le verifiche delle sezioni si è adottato il programma RC-SEC – Autore GEOSTRU.

La larghezza interna è di 11.10 m, l'altezza interna, dalla soletta di fondazione, è pari 6.00 m, la soletta inferiore ha spessore pari a 1.30 m e piedritti hanno spessore variabile (tra 1.20 e 0.4 m).

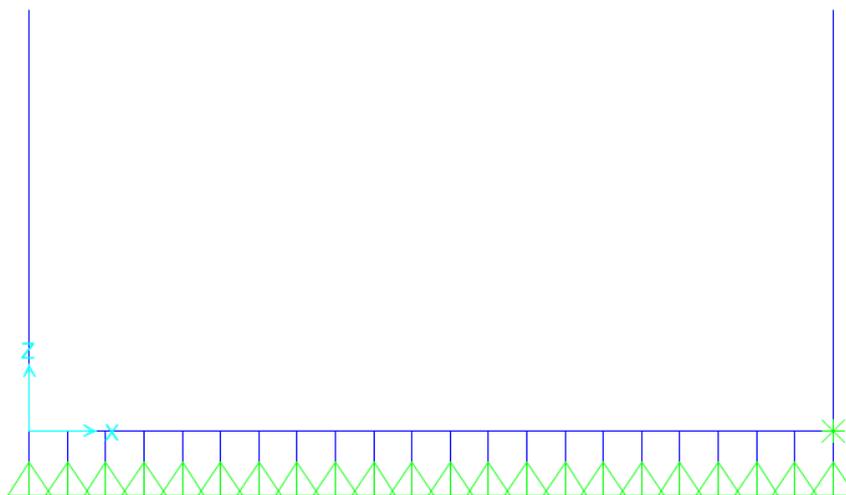


Figura 3 – Modello di calcolo.

### 17.3 ANALISI DEI CARICHI

#### 17.3.1 Peso proprio della struttura

Il peso proprio della struttura è valutato automaticamente dal programma di calcolo attribuendo al c.a. un peso dell'unità di volume di 25 kN/m<sup>3</sup>.

#### 17.3.2 Carichi permanenti portati

Nella Tabella sottostante si riportano i carichi.

permanenti portati		
soletta inf		
$\gamma_3$	25 kN/m <sup>3</sup>	
$S_3$	0.12 m	spessore e massetto pendenze
$W_3$	3.00 kN/m <sup>2</sup>	
$\gamma_4$	19 kN/m <sup>3</sup>	
$S_4$	0 m	Rinterro laterale
$W_4$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	
$L_4$	0.00 m	
$\gamma_3$	20 kN/m <sup>3</sup>	
$h_{netta}$	5.9 m	riempimento rilevato ferroviario
$S_3$	0 m	
$W_3$	118.00 kN/m <sup>2</sup>	

Frame Span Loads (permanenti\_soletta\_inferiore) (GLOBAL CSys)

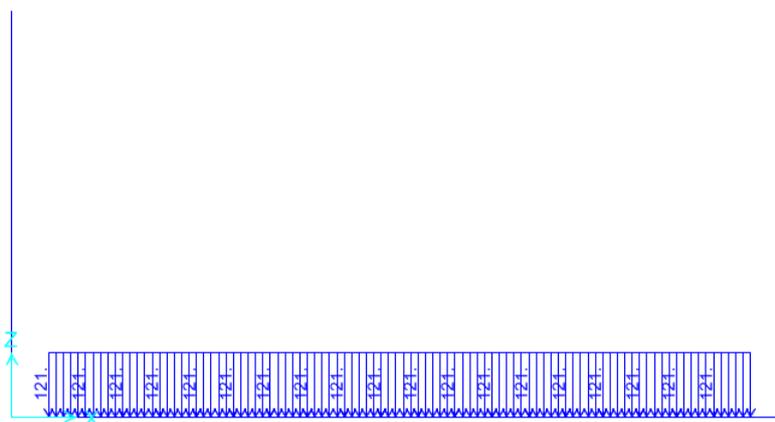


Figura 4 – Carichi permanenti sulla soletta inferiore.

### 17.3.3 Ballast

Il ballast è stato valutato considerando uno sviluppo in altezza di 0.8 m:  $p_b = 20 \cdot 0.8 = 16.0 \text{ kN/m}^2$

Frame Span Loads (ballast) (GLOBAL CSys)

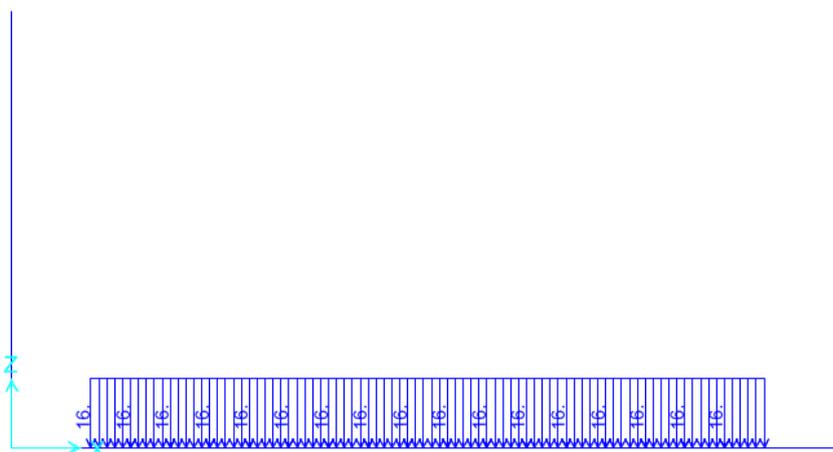


Figura 5 – Ballast.

### 17.3.4 Spinta orizzontale dovuta al ballast

Il ballast produce una spinta orizzontale sul piedritti, valutata a partire dal peso del ballast calcolato in precedenza.

Spinta statica aggiuntiva	
	Ballast
K0	0.38
p <sub>b</sub>	16 kN/m <sup>2</sup>
Δp <sub>d</sub>	6.15 kN/m <sup>2</sup>

Frame Span Loads (Ballast H) (GLOBAL CSys)



Figura 6– Ballast\_H.

### 17.3.5 Spinta del terreno

Per la valutazione della spinta esercitata dal terreno quest'ultimo è stato considerato in condizioni di riposo pertanto il coefficiente di spinta è dato dalla relazione  $k_0 = 1 - \sin \varphi'$ . La falda è posta a -2,00 m dal piano campagna per cui non influisce sulle spinte esterne. L'unica spinta considerata è quella del rilevato ferroviario interno al muro.

spinta a riposo e spinta H <sub>2</sub> O		
γ <sub>t</sub>	20 kN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno
φ' <sub>k</sub>	38 °	angolo attrito caratteristico
φ' <sub>d</sub>	38.0 °	angolo attrito di progetto
k <sub>0</sub>	0.38 -	

z da testa piedritto (m)	$\sigma_{h,tot}$ (kN/m <sup>2</sup> )
0	0.00
0.75	5.77
4.85	37.28
6.50	49.96

Frame Span Loads (spinta\_sx\_k0) (GLOBAL CSys)



Figura 7 – Spinta del terreno sul piedritto sinistro.

Frame Span Loads (spinta\_dx\_k0) (GLOBAL CSys)

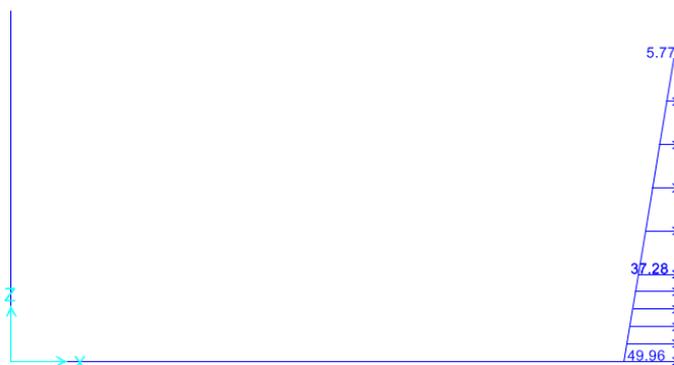


Figura 8 – Spinta del terreno sul piedritto destro.

### 17.3.6 Sovraccarico ferroviario su soletta inferiore

Per la valutazione dei carichi verticali si è fatto riferimento a dei modelli di carico “teorici”, come indicato dalla normativa vigente. In particolare è stato considerato il treno di carico LM71, rappresentativo del traffico normale.

Il treno di carico LM71, schematizzato in Figura 9, è costituito da 4 assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.6 m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per un'estensione illimitata, a partire da 0.8 m dagli assi di estremità.

Longitudinalmente i carichi assiali del modello di carico LM71 sono stati distribuiti uniformemente su 6.4 m.

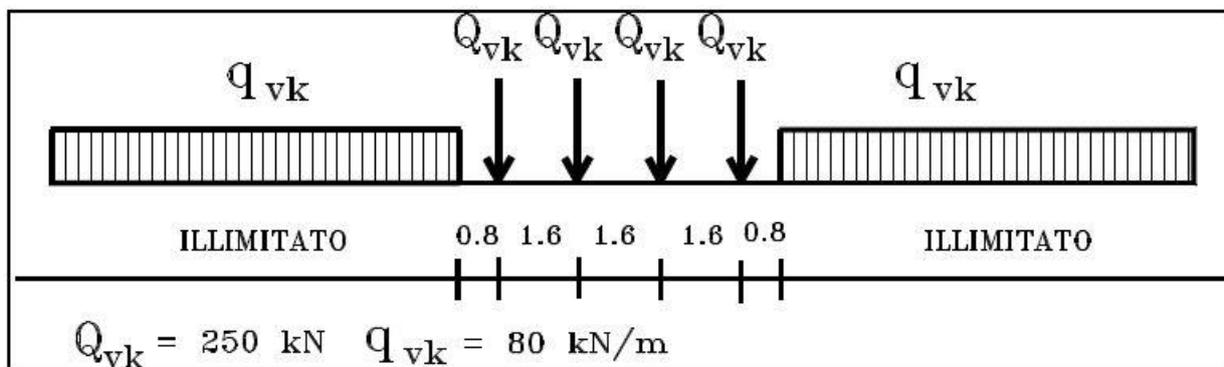


Figura 9 – Treno di carico LM71

I valori caratteristici dei carichi sono stati moltiplicati per il coefficiente di adattamento  $\alpha$

modello di carico	coefficiente di adattamento $\alpha$
LM71	1.1

Figura 10 – Coefficiente di adattamento  $\alpha$

Trasversalmente i carichi sono stati ripartiti secondo una pendenza di 1 a 4 all'interno del ballast, secondo una pendenza di 1 a 1 all'interno dello spessore e del massetto delle pendenze e con una pendenza pari all'angolo di attrito del rilevato ferroviario. Pertanto, alla quota del piano medio della soletta inferiore, considerando per la traversa una larghezza di 2.40 m, si ha:

$$L_d = 2.40 + (s_b/4 + s_{sm} + \tan\varphi \cdot s_{rr} \cdot s_{ss}/2) \cdot 2 = 2.4 + (0.35/4 + 0.12 + \tan 38^\circ \cdot 5.9 \cdot 1.3/2) \cdot 2 = 12.03 \text{ m}$$

La larghezza di ripartizione utilizzata nei calcoli per il singolo treno è ottenuta dall'intersezione della larghezza di ripartizione data da normativa con il piedritto più vicino. Si ottiene una  $L_d = 8.10 \text{ m}$

I carichi utilizzati sono riepilogati nella Tabella seguente:

Carico variabile verticale agente alla quota del piano medio della soletta inferiore agente su $L_d$	
LM71	$q_{v1} = 4 \cdot 250 \cdot 1.1 / 6.4 / L_d = 21.22 \text{ kN/m}^2$

Frame Span Loads (accidentale\_LM71\_SX) (GLOBAL CSys)

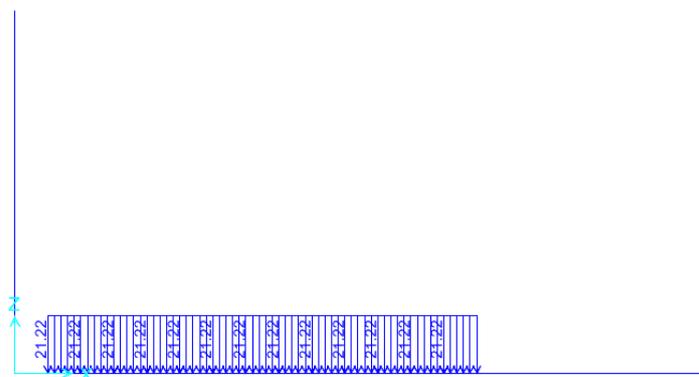


Figura 11 – Treno di carico LM71 in sinistra.

Frame Span Loads (accidentale\_LM71\_DX) (GLOBAL CSys)

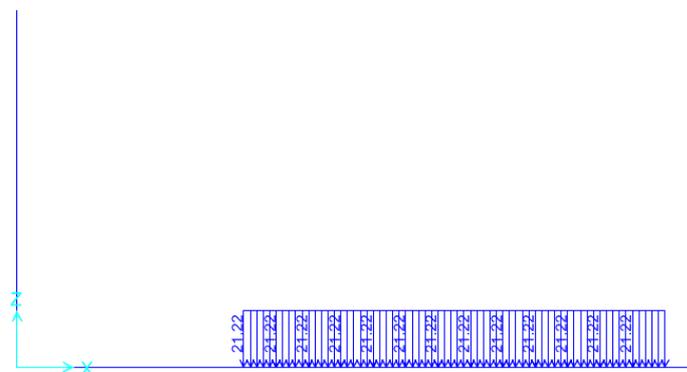


Figura 12 – Treno di carico LM71 in destra.

### 17.3.7 Incremento di spinta dovuta al carico accidentale

Il carico accidentale che transita internamente, produce sui piedritti una spinta orizzontale calcolata come segue:

Spinta statica dovuta al treno LM71	
$q_{v1}$	21.22 kN/m <sup>2</sup>
$k_0$	0.38
$\Delta p_d$	8.16 kN/m <sup>2</sup>

Frame Span Loads (spinta\_LM71\_DX) (GLOBAL CSys)

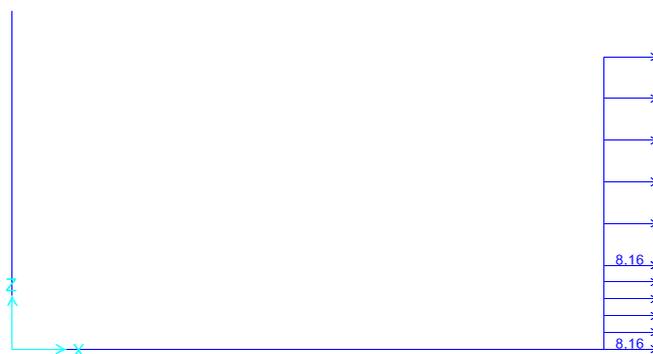


Figura 13 – Spinta del treno di carico LM71 in destra.

Frame Span Loads (spinta\_LM71\_SX) (GLOBAL CSys)



Figura 14 – Spinta del treno di carico LM71 in sinistra.

### 17.3.8 Azione sismica

L'azione sismica agente sulle masse strutturali è stata considerata con un approccio di tipo pseudo-statico. Esso consente di rappresentare il sisma mediante una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ . Le forze sismiche sono pertanto:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con  $k_h$  e  $k_v$ , rispettivamente, coefficiente sismico orizzontale e verticale, pari a

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g \text{ coefficiente sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \text{ coefficiente sismico verticale}$$

Nelle espressioni precedenti  $a_{max}$  rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito mentre  $\beta_m$  è il coefficiente di riduzione di tale accelerazione valutato in funzione della capacità dell'opera di

subire spostamenti relativi rispetto al terreno. Per l'analisi della struttura in esame  $\beta_m$  è stato posto pari ad 1. L'accelerazione orizzontale massima è stata valutata con la relazione:

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

in cui  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido e S un coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ).

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto, della massa associata al peso proprio e delle masse associate al carico permanente.

Inoltre, l'incremento di spinta dovuto al sisma è stato valutato utilizzando la teoria di Wood. Secondo tale teoria la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma, su una parete di altezza  $H_s$ , viene determinato attraverso la relazione  $\Delta S_E = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H_{tot}^2$  ( $H_{tot}$  = distanza p.c. – intradosso soletta inferiore).

$a_g$	0.108	g
$S_S$	1.60	
$S_T$	1	
$a_{max}$	0.173	g
$\beta_m$	1	
$k_h$	0.173	
$k_v$	0.086	

INERZIA ORIZZONTALE			
Piedritti			
$k_h \cdot W_{P1}$	5.18	kN/m <sup>2</sup>	peso proprio s. 1.2 m
$k_h \cdot W_{P2}$	3.46	kN/m <sup>2</sup>	peso proprio s. 0.8 m
$k_h \cdot W_{P3}$	1.73	kN/m <sup>2</sup>	peso proprio s. 0.4 m
SOVRASPINTA SISMICA (WOOD)			
$h_{tot}$	6.50	m	altezza complessiva
$\Delta p_d$	22.46	kN/m <sup>2</sup>	incremento di spinta

Frame Span Loads (sisma\_orizzontale) (GLOBAL CSys)



Figura 15 – Sisma orizzontale.

Frame Span Loads (sovraspinta\_sismica) (GLOBAL CSys)



Figura 16 – Incremento di spinta dovuto al sisma.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA</b>					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

#### 17.4 COMBINAZIONI DI CALCOLO

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:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

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

Le azioni impiegate nella definizione delle combinazioni di carico sono riepilogate nella Figura 17.

azione	Load Case Name
peso proprio	DEAD
carichi permanenti sulla soletta inferiore	perm_sol_inf
ballast	ballast
Incremento di spinta sul piedritto sinistro dovuta al ballast	Ballast_H
spinta a riposo del terreno sul piedritto sinistro	spinta_sx_k0
spinta a riposo del terreno sul piedritto destro	spinta_dx_k0
incremento di spinta dovuta al carico accidentale sul piedritto sinistro	spinta_LM71_SX
incremento di spinta dovuta al carico accidentale sul piedritto destro	spinta_LM71_DX
azione verticale dovuta al sovraccarico ferroviario agente sulla soletta inferiore (binario sinistro)	Accidentale_LM71_SX
azione verticale dovuta al sovraccarico ferroviario agente sulla soletta inferiore (binario destro)	Accidentale_LM71_DX
azione sismica orizzontale dovuta al peso proprio e ai carichi permanenti	sisma_orizzontale
incremento di spinta sul piedritto destro dovuto al sisma	sovraspinta_sismica

Figura 17 – Riepilogo carichi.

Nelle Tabelle seguenti sono elencate le combinazioni di carico impiegate nelle verifiche.

combinazioni di carico agli SLU in condizioni statiche													
	slu1	slu2	slu3	slu4	slu5	slu6	slu7	slu8	slu9	slu10	slu11	slu12	slu13
DEAD	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1.35	1.35	1
per_sol_inf	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1.35
ballast	1	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1	1.5
Ballast_H	1	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1	1.5
spinta_sx_k0	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1.35	1.35	1.35
spinta_dx_k0	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1.35	1.35	1
spinta_LM71_SX	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	0	0	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45
spinta_LM71_DX	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	0	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16
accidentale_LM71_SX	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	0	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45
accidentale_LM71_DX	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	0	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16

Figura 18 – Combinazioni di carico agli SLU in condizioni statiche (1/2).

Combinazioni di carico agli SLU in condizioni statiche													
	slu14	slu15	slu16	slu17	slu18	slu19	slu20	slu21	slu22	slu23	slu24	slu25	slu26
DEAD	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
per_sol_inf	1.35	1	1	1.35	1.35	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1
ballast	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Ballast_H	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
spinta_sx_k0	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
spinta_dx_k0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
spinta_LM71_SX	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	0	1.45
spinta_LM71_DX	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.45	0
accidentale_LM71_SX	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	0	1.45
accidentale_LM71_DX	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.16	1.45	1.45	0

Figura 19– Combinazioni di carico agli SLU in condizioni statiche (2/2).

Combinazioni di carico agli SLV				
	sis1	sis2	sis3	sis4
DEAD	1	1	1	1
per_sol_inf	1	1	1	1
ballast	1	1	1	1
Ballast_H	1	1	1	1
spinta_sx_k0	1	1	1	1
spinta_dx_k0	1	1	1	1
spinta_LM71_SX	0	0	0.2	0
spinta_LM71_DX	0	0	0	0.2
accidentale_LM71_SX	0	0	0.2	0
accidentale_LM71_DX	0	0	0	0.2
sisma_orizzontale	1	0.3	1	1
sovraspinta_sismica	1	0.3	1	1

Figura 20 – Combinazioni di carico agli SLV

Combinazioni di carico agli SLE					
	rar1	rar2	fre1	fre2	qpe
DEAD	1	1	1	1	1
per_sol_inf	1	1	1	1	1
ballast	1	1	1	1	1
Ballast_H	1	1	1	1	1
spinta_sx_k0	1	1	1	1	1
spinta_dx_k0	1	1	1	1	1
spinta_LM71_SX	1	0.8	0.5	0	0
spinta_LM71_DX	0.8	1	0	0.5	0
Accidentale_LM71_SX	1	0.8	0.5	0	0
Accidentale_LM71_DX	0.8	1	0	0.5	0

Figura 21 – Combinazioni di carico agli SLE.

## 17.5 RISULTATI E VERIFICHE

Nelle immagini a seguire si riportano i digrammi di involuppo delle sollecitazioni per gli stati limite ultimi statici e sismici e per gli stati limite d'esercizio.

Moment 3-3 Diagram (enve\_slu\_nl)

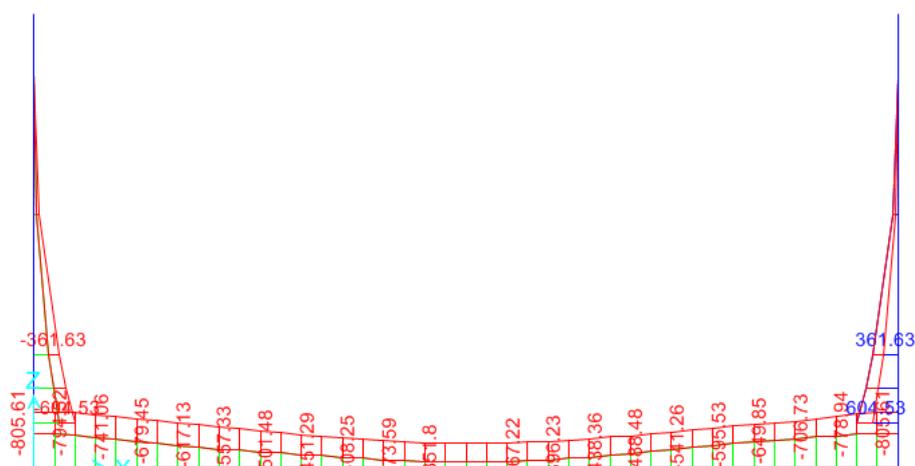


Figura 22 – Momento flettente enve-SLU.

Shear Force 2-2 Diagram (enve\_slu\_nl)

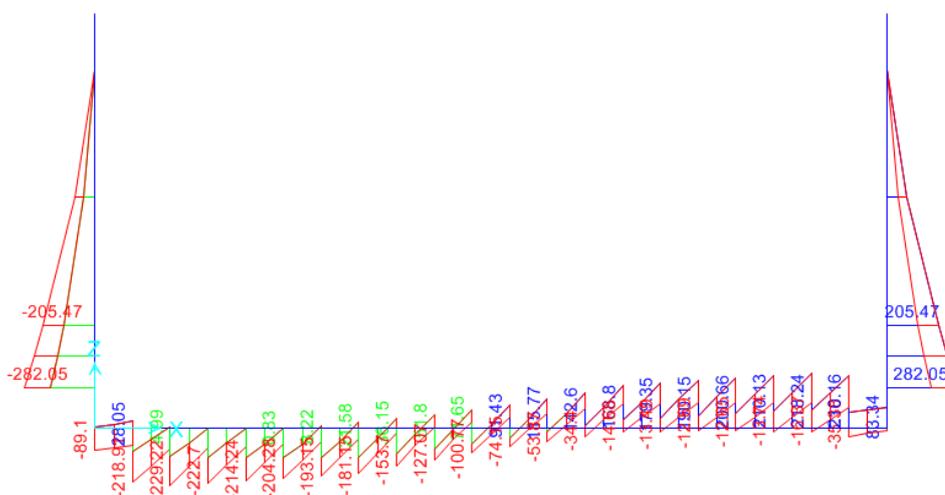


Figura 23 – Taglio enve-SLU.

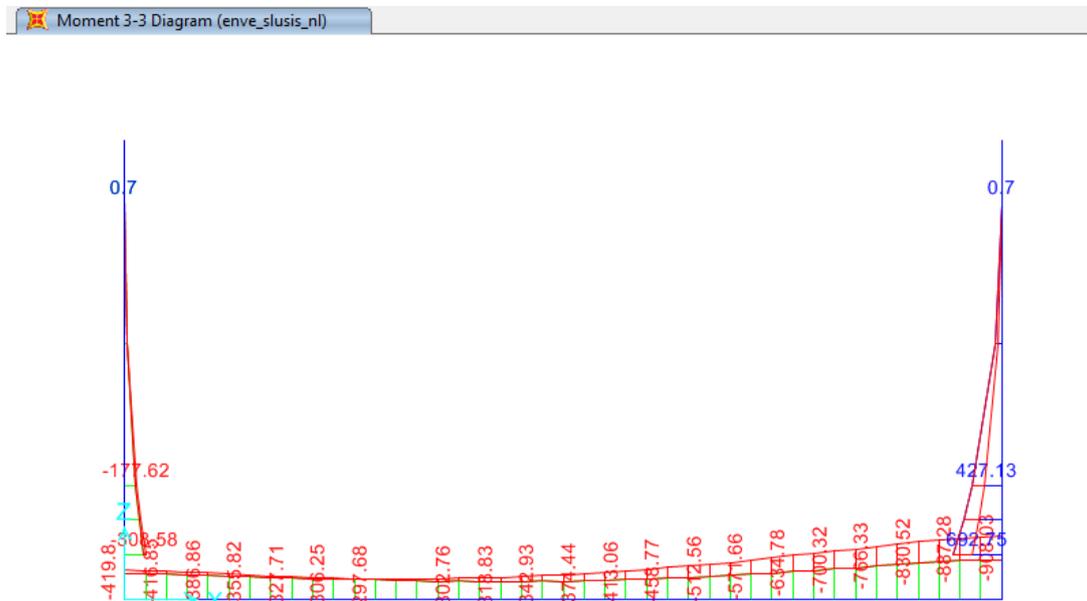


Figura 24 – Momento flettente enve-SLV.

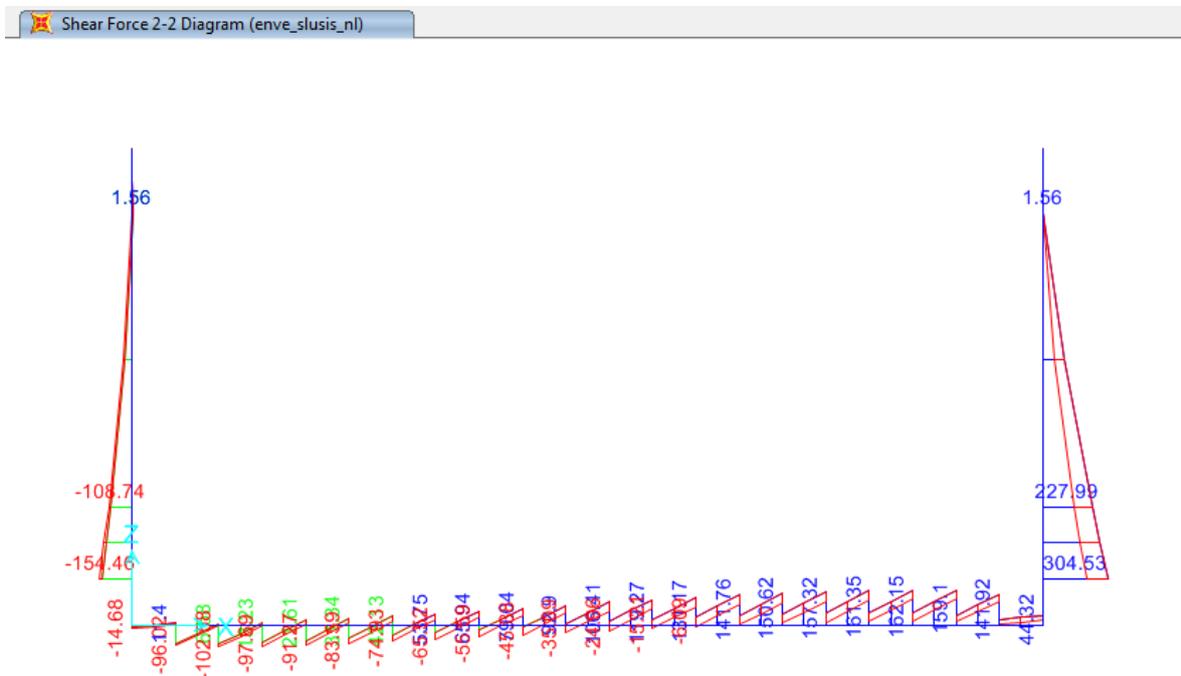


Figura 25 – Taglio enve-SLV.

Moment 3-3 Diagram (enve\_sle\_nl)

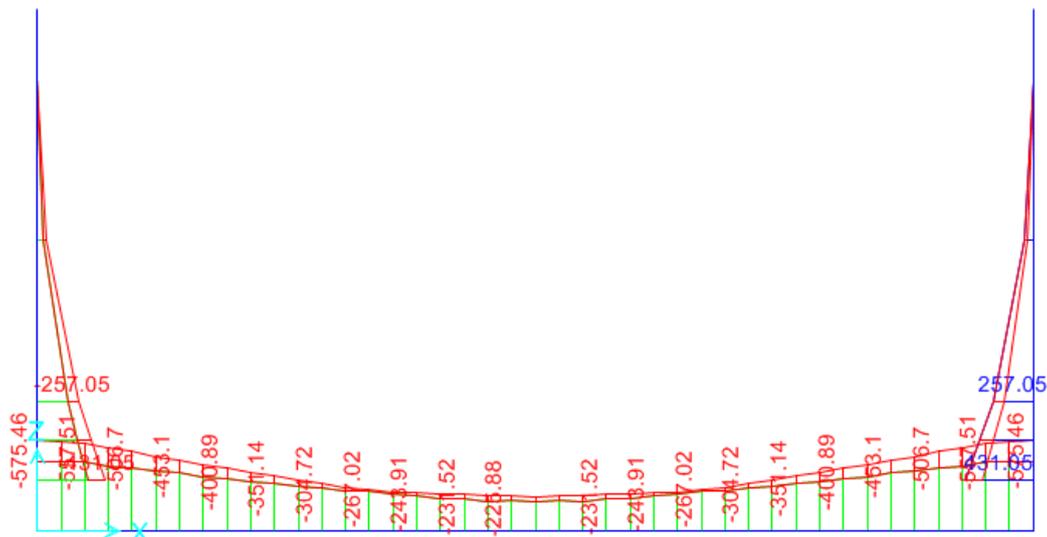


Figura 26 – Momento flettente enve-SLE.

### 17.6 VERIFICA PIEDRITTO (S = 1.2 M)

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime derivanti dalle analisi utilizzate nelle successive verifiche.

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-120.96	304.53	<b>692.75</b>	46	0.65	sis4_nl
M3	min	-120.96	-154.46	<b>-308.58</b>	43	0.65	sis2_nl
V2	max	-120.96	<b>304.53</b>	692.75	46	0.65	sis4_nl
V2	min	-120.96	<b>-154.46</b>	-308.58	43	0.65	sis2_nl
P	max	<b>-90.97</b>	-97.73	-152.30	43	1.65	sis1_nl
P	min	<b>-120.96</b>	-139.82	-270.43	43	0.65	sis1_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-163.30	282.05	<b>604.53</b>	46	0.65	slu4_nl
M3	min	-163.30	-282.05	<b>-604.53</b>	43	0.65	slu3_nl
V2	max	-163.30	<b>282.05</b>	604.53	46	0.65	slu4_nl
V2	min	-163.30	<b>-282.05</b>	-604.53	43	0.65	slu3_nl
P	max	<b>-90.97</b>	-192.87	-335.79	43	1.65	slu1_nl
P	min	<b>-163.30</b>	-282.05	-604.53	43	0.65	slu3_nl

SLE - RARA		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-120.96	202.36	<b>431.05</b>	46	0.65	rar2_nl
M3	min	-120.96	-202.36	<b>-431.05</b>	43	0.65	rar1_nl
V2	max	-120.96	<b>202.36</b>	431.05	46	0.65	rar2_nl
V2	min	-120.96	<b>-202.36</b>	-431.05	43	0.65	rar1_nl
P	max	<b>-90.97</b>	-146.92	-257.05	43	1.65	rar1_nl
P	min	<b>-120.96</b>	-202.36	-431.05	43	0.65	rar1_nl

SLE - FREQUENTE		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-120.96	181.55	<b>377.99</b>	46	0.65	fre2_nl
M3	min	-120.96	-181.55	<b>-377.99</b>	43	0.65	fre1_nl
V2	max	-120.96	<b>181.55</b>	377.99	46	0.65	fre2_nl
V2	min	-120.96	<b>-181.55</b>	-377.99	43	0.65	fre1_nl
P	max	<b>-90.97</b>	-130.20	-222.76	43	1.65	fre1_nl
P	min	<b>-120.96</b>	-181.55	-377.99	43	0.65	fre1_nl

SLE - Q.P.		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-120.96	160.74	<b>324.93</b>	46	0.65	qpe1_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-120.96	-160.74	<b>-324.93</b>	43	0.65	qpe1_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-120.96	<b>160.74</b>	324.93	46	0.65	qpe1_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-120.96	<b>-160.74</b>	-324.93	43	0.65	qpe1_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-90.97</b>	-113.47	-188.47	43	1.65	qpe1_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-120.96</b>	-160.74	-324.93	43	0.65	qpe1_nl

### 17.6.1 Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO			
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio $V_{Rd}$ di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$			
$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Sollecitazioni Agenti:		$V_{Ed}$	305 kN
		$N_{Ed}$	121 kN
Calcestruzzo	<b>C32/40</b>	$R_{ck}$	40 N/mm <sup>2</sup>
		$f_{ck}$	33.2 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	18.81 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		$\gamma_c$	1.5
Altezza sezione		h	1200 mm
Copriferro		c	62 mm
Larghezza minima della sezione (in mm)		$b_w$	1000 mm
Altezza utile della sezione (in mm)		d	1138 mm
Area Calcestruzzo		$A_c$	1200000 mm <sup>2</sup>
Armatura longitudinale tesa	n	10	$\emptyset$ 22 mm
		$A_{sl}$	3799.4 mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		$\rho_1$	0.0033 ? 0.02 <b>ok</b>
Tensione media di compressione nella sezione		$\sigma_{cp}$	0.1008 ? 0.2 $f_{cd}$ <b>ok</b>
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	1.42 ? 2 <b>ok</b>
$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$		$v_{min}$	0.25
		$V_{Rd}$	449.34 kN
<b>Verifica:</b>		$V_{Rd} > V_{Ed}$	<b>VERIFICATA</b>

La verifica risulta soddisfatta, la sezione non necessita di armature a taglio.

## 17.6.2 Verifica in condizioni statiche

### CALCOLO COPRIFERRO - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC

#### Dati Assegnati:

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	22	[mm]
Diametro staffe:	16	[mm]
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
Condizioni ambientali:	Aggressive	
Vita nominale costruzione:	75	[anni]

Tolleranza di posa:	10	[mm]
---------------------	----	------

#### Copriferro staffe:

Copriferro nominale Netto Staffe:	60	[mm]
-----------------------------------	----	------

#### Copriferro barre longitudinali:

Copriferro nominale Netto barre longitudinali:	76	[mm]
--	----	------

**Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale: 87 [mm] Dato da assegnare nell'input delle sezioni**

### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettagonolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333458	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	30.23	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	176.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	176.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	128.00	daN/cm <sup>2</sup>
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	106 di 178

Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3375.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	120.0	cm
Barre inferiori:	10Ø22	(38.0 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	10Ø22	(38.0 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	8.7	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	8.7	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione  
MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	16330	60453	28205	0
2	16330	-60453	-28205	0
3	9097	-33579	-19287	0
4	16330	-60453	-28205	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	12096	43105
2	12096	-43105
3	9097	-25705

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	12096	37799 (94336)
2	12096	-37799 (-94336)
3	12096	37799 (94336)
4	9097	-22276 (-96358)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
---------	---	----

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	107 di 178

1	12096	32493 (95521)
2	12096	-32493 (-95521)
3	12096	32493 (95521)
4	12096	-32493 (-95521)
5	9097	-18847 (-98126)
6	12096	-32493 (-95521)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.9	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.8	cm
Copriferro netto minimo staffe:	3.9	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	16330	60453	16346	167626	2.773	110.4	0.09	0.70	38.0 (19.4)
2	S	16330	-60453	16346	-167626	2.773	9.6	0.09	0.70	38.0 (19.4)
3	S	9097	-33579	9078	-163876	4.880	9.4	0.08	0.70	38.0 (19.4)
4	S	16330	-60453	16346	-167626	2.773	9.6	0.09	0.70	38.0 (19.4)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	120.0	0.00032	111.3	-0.03716	8.7
2	0.00350	0.0	0.00032	8.7	-0.03716	111.3
3	0.00350	0.0	0.00026	8.7	-0.03794	111.3
4	0.00350	0.0	0.00032	8.7	-0.03716	111.3

### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	108 di 178

Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	28205	44476	111.3	100.0	0.0034	0.1
2	S	-28205	44476	111.3	100.0	0.0034	0.1
3	S	-19287	43470	111.3	100.0	0.0034	0.1
4	S	-28205	44476	111.3	100.0	0.0034	0.1

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm<sup>2</sup>)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm<sup>2</sup>)  
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	24.8	120.0	0.0	89.0	-962	111.3	21.8	2175	38.0	9.2
2	S	24.8	0.0	0.0	31.0	-962	8.7	21.8	2175	38.0	9.2
3	S	14.9	0.0	0.0	32.1	-552	8.7	21.8	2175	38.0	9.2

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
K2 = 0.5 per flessione;  $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$  in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC  
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
srm Distanza massima in mm tra le fessure  
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
M fess. Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00053	0.00019	0.50	0.60	0.000289 (0.000289)	472	0.136 (990.00)	93461
2	S	-0.00053	0.00019	0.50	0.60	0.000289 (0.000289)	472	0.136 (990.00)	-93461
3	S	-0.00031	0.00011	0.50	0.60	0.000165 (0.000165)	472	0.078 (990.00)	-95101

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	21.8	120.0	0.0	88.4	-826	111.3	21.8	2175	38.0	9.2
2	S	21.8	0.0	0.0	31.6	-826	8.7	21.8	2175	38.0	9.2
3	S	21.8	120.0	0.0	88.4	-826	111.3	21.8	2175	38.0	9.2
4	S	13.0	0.0	0.0	32.9	-464	8.7	21.8	2175	38.0	9.2

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00046	0.00016	0.50	0.60	0.000248 (0.000248)	472	0.117 (0.20)	94336
2	S	-0.00046	0.00016	0.50	0.60	0.000248 (0.000248)	472	0.117 (0.20)	-94336
3	S	-0.00046	0.00016	0.50	0.60	0.000248 (0.000248)	472	0.117 (0.20)	94336

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	109 di 178

4	S	-0.00026	0.00010	0.50	0.60	0.000139 (0.000139)	472	0.066 (0.20)	-96358
---	---	----------	---------	------	------	---------------------	-----	--------------	--------

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	18.9	120.0	0.0	87.7	-690	111.3	21.8	2175	38.0	9.2
2	S	18.9	0.0	0.0	32.3	-690	8.7	21.8	2175	38.0	9.2
3	S	18.9	120.0	0.0	87.7	-690	111.3	21.8	2175	38.0	9.2
4	S	18.9	0.0	0.0	32.3	-690	8.7	21.8	2175	38.0	9.2
5	S	11.1	0.0	0.0	34.5	-376	8.7	21.8	2175	38.0	9.2
6	S	18.9	0.0	0.0	32.3	-690	8.7	21.8	2175	38.0	9.2

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00038	0.00014	0.50	0.40	0.000207 (0.000207)	472	0.098 (0.20)	95521
2	S	-0.00038	0.00014	0.50	0.40	0.000207 (0.000207)	472	0.098 (0.20)	-95521
3	S	-0.00038	0.00014	0.50	0.40	0.000207 (0.000207)	472	0.098 (0.20)	95521
4	S	-0.00038	0.00014	0.50	0.40	0.000207 (0.000207)	472	0.098 (0.20)	-95521
5	S	-0.00021	0.00008	0.50	0.40	0.000113 (0.000113)	472	0.053 (0.20)	-98126
6	S	-0.00038	0.00014	0.50	0.40	0.000207 (0.000207)	472	0.098 (0.20)	-95521

### 17.6.3 Verifica in condizioni sismiche

#### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30 daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	333458 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	30.00 daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm

**MURI D'ALA VIADOTTI MU14**  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	110 di 178

Altezza:	120.0	cm
Barre inferiori:	10Ø22	(38.0 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	10Ø22	(38.0 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	8.7	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	8.7	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	12096	69275	30453	0
2	12096	-30858	-15446	0
3	12096	69275	30453	0
4	12096	-30858	-15446	0
5	9097	-15230	-9773	0
6	12096	-27043	-13982	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.9	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.8	cm
Copriferro netto minimo staffe:	3.9	cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sost. elastico [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.1.1 NTC; non richiesto per calcolo non dissipativo
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	12096	69275	12091	158399	2.287	93.7	0.24	0.74	38.0 (19.3)
2	S	12096	-30858	12091	-158399	5.133	26.3	0.24	0.74	38.0 (19.3)
3	S	12096	69275	12091	158399	2.287	93.7	0.24	0.74	38.0 (19.3)
4	S	12096	-30858	12091	-158399	5.133	26.3	0.24	0.74	38.0 (19.3)
5	S	9097	-15230	9081	-156969	10.307	26.1	0.23	0.73	38.0 (19.3)
6	S	12096	-27043	12091	-158399	5.857	26.3	0.24	0.74	38.0 (19.3)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	111 di 178

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00061	120.0	0.00041	111.3	-0.00196	8.7
2	0.00061	0.0	0.00041	8.7	-0.00196	111.3
3	0.00061	120.0	0.00041	111.3	-0.00196	8.7
4	0.00061	0.0	0.00041	8.7	-0.00196	111.3
5	0.00060	0.0	0.00040	8.7	-0.00196	111.3
6	0.00061	0.0	0.00041	8.7	-0.00196	111.3

#### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 d Altezza utile sezione [cm]  
 bw Larghezza minima sezione [cm]  
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	30453	43887	111.3	100.0	0.0034	0.1
2	S	-15446	43887	111.3	100.0	0.0034	0.1
3	S	30453	43887	111.3	100.0	0.0034	0.1
4	S	-15446	43887	111.3	100.0	0.0034	0.1
5	S	-9773	43470	111.3	100.0	0.0034	0.1
6	S	-13982	43887	111.3	100.0	0.0034	0.1

### 17.7 VERIFICA PIEDRITTO ( $S = 0.8 M$ )

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime derivanti dalle analisi utilizzate nelle successive verifiche.

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-90.97	227.99	<b>427.13</b>	47	0.00	sis4_nl
M3	min	-90.97	-108.75	<b>-177.62</b>	44	0.00	sis2_nl
V2	max	-90.97	<b>227.99</b>	427.13	47	0.00	sis4_nl
V2	min	-90.97	<b>-108.75</b>	-177.62	44	0.00	sis2_nl
P	max	<b>-9.00</b>	1.56	0.70	44	4.10	sis1_nl
P	min	<b>-90.97</b>	-97.72	-152.30	44	0.00	sis1_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-122.81	205.48	<b>361.63</b>	47	0.00	slu4_nl
M3	min	-122.81	-205.48	<b>-361.63</b>	44	0.00	slu3_nl
V2	max	-122.81	<b>205.48</b>	361.63	47	0.00	slu4_nl
V2	min	-122.81	<b>-205.48</b>	-361.63	44	0.00	slu3_nl
P	max	<b>-9.00</b>	0.00	0.00	44	4.10	slu1_nl
P	min	<b>-122.81</b>	-205.48	-361.63	44	0.00	slu3_nl

SLE - RARA		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-90.97	146.92	<b>257.05</b>	47	0.00	rar2_nl
M3	min	-90.97	-146.92	<b>-257.05</b>	44	0.00	rar1_nl
V2	max	-90.97	<b>146.92</b>	257.05	47	0.00	rar2_nl
V2	min	-90.97	<b>-146.92</b>	-257.05	44	0.00	rar1_nl
P	max	<b>-9.00</b>	0.00	0.00	44	4.10	rar1_nl
P	min	<b>-90.97</b>	-146.92	-257.05	44	0.00	rar1_nl

SLE - FREQUENTE		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-90.97	130.20	<b>222.76</b>	47	0.00	fre2_nl
M3	min	-90.97	-130.20	<b>-222.76</b>	44	0.00	fre1_nl
V2	max	-90.97	<b>130.20</b>	222.76	47	0.00	fre2_nl
V2	min	-90.97	<b>-130.20</b>	-222.76	44	0.00	fre1_nl
P	max	<b>-9.00</b>	0.00	0.00	44	4.10	fre1_nl
P	min	<b>-90.97</b>	-130.20	-222.76	44	0.00	fre1_nl

SLE - Q.P.		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-90.97	113.47	<b>188.47</b>	47	0.00	qpe1_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-90.97	-113.47	<b>-188.47</b>	44	0.00	qpe1_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-90.97	<b>113.47</b>	188.47	47	0.00	qpe1_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-90.97	<b>-113.47</b>	-188.47	44	0.00	qpe1_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-9.00</b>	0.00	0.00	44	4.10	qpe1_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-90.97</b>	-113.47	-188.47	44	0.00	qpe1_nl

### 17.7.1 Verifica a taglio

#### VERIFICA A TAGLIO

##### Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

Sollecitazioni Agenti:

$V_{Ed}$  228 kN  
 $N_{Ed}$  91 kN

Calcestruzzo

**C32/40**

$R_{ck}$  40 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  33.2 N/mm<sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

$f_{cd}$  18.81 N/mm<sup>2</sup>

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$\gamma_c$  1.5

Altezza sezione

$h$  800 mm

Copriferro

$c$  62 mm

Larghezza minima della sezione (in mm)

$b_w$  1000 mm

Altezza utile della sezione (in mm)

$d$  738 mm

Area Calcestruzzo

$A_c$  800000 mm<sup>2</sup>

Armatura longitudinale tesa

n 10

$\emptyset$  22 mm

$A_{sl}$  3799.4 mm<sup>2</sup>

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

$\rho_1$  0.0051 ? 0.02 ok

Tensione media di compressione nella sezione

$\sigma_{cp}$  0.1138 ? 0.2  $f_{cd}$  ok

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

$k$  1.52 ? 2 ok

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

$v_{\min}$  0.27

$V_{Rd}$  359.47 kN

Verifica:

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**VERIFICATA**

La verifica risulta soddisfatta, la sezione non necessita di armature a taglio.

### 17.7.2 Verifica in condizioni statiche

#### CALCOLO COPRIFERRO - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC

##### Dati Assegnati:

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	20	[mm]
Diametro staffe:	14	[mm]
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
Condizioni ambientali:	Aggressive	
Vita nominale costruzione:	75	[anni]

Tolleranza di posa:	10	[mm]
---------------------	----	------

##### Copriferro staffe:

Copriferro nominale Netto Staffe:	60	[mm]
-----------------------------------	----	------

##### Copriferro barre longitudinali:

Copriferro nominale Netto barre longitudinali:	74	[mm]
--	----	------

**Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale: 84 [mm] Dato da assegnare nell'input delle sezioni**

#### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333458	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	30.23	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	176.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	176.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	128.00	daN/cm <sup>2</sup>
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	115 di 178

Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3375.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	10Ø20	(31.4 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	10Ø20	(31.4 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	8.4	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	8.4	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione  
MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	12281	36163	20548	0
2	12281	-36163	-20548	0
3	900	0	0	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	9097	25705
2	9097	-25705
3	9097	25705
4	9097	-25705
5	900	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	9097	22276 (41846)
2	9097	-22276 (-41846)
3	9097	22276 (41846)
4	9097	-22276 (-41846)
5	900	0 (0)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	9097	18847 (42333)
2	9097	-18847 (-42333)
3	9097	18847 (42333)
4	9097	-18847 (-42333)
5	900	0 (0)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.0	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	12281	36163	12295	87681	2.425	71.3	0.12	0.70	31.4 (12.5)
2	S	12281	-36163	12295	-87681	2.425	8.7	0.12	0.70	31.4 (12.5)
3	S	900	0	877	84018	9999.000	71.6	0.12	0.70	31.4 (12.5)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	80.0	0.00012	71.6	-0.02530	8.4
2	0.00350	0.0	0.00012	8.4	-0.02530	71.6
3	0.00350	80.0	0.00000	71.6	-0.02629	8.4

### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23) NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	117 di 178

Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	20548	33332	71.6	100.0	0.0044	0.2
2	S	-20548	33332	71.6	100.0	0.0044	0.2
3	S	0	31683	71.6	100.0	0.0044	0.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm<sup>2</sup>)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm<sup>2</sup>)  
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	32.5	80.0	0.0	58.4	-1129	71.6	19.5	1946	31.4	9.2
2	S	32.5	0.0	0.0	21.6	-1129	8.4	19.5	1946	31.4	9.2
3	S	32.5	80.0	0.0	58.4	-1129	71.6	19.5	1946	31.4	9.2
4	S	32.5	0.0	0.0	21.6	-1129	8.4	19.5	1946	31.4	9.2
5	S	0.1	0.0	0.1	80.0	2	8.4	0.0	0	0.0	0.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
K2 = 0.5 per flessione;  $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$  in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC  
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
srm Distanza massima in mm tra le fessure  
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
M fess. Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00066	0.00024	0.50	0.60	0.000339 (0.000339)	462	0.157 (990.00)	41496
2	S	-0.00066	0.00024	0.50	0.60	0.000339 (0.000339)	462	0.157 (990.00)	-41496
3	S	-0.00066	0.00024	0.50	0.60	0.000339 (0.000339)	462	0.157 (990.00)	41496
4	S	-0.00066	0.00024	0.50	0.60	0.000339 (0.000339)	462	0.157 (990.00)	-41496
5	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	28.3	80.0	0.0	58.1	-960	71.6	19.4	1935	31.4	9.2
2	S	28.3	0.0	0.0	21.9	-960	8.4	19.4	1935	31.4	9.2
3	S	28.3	80.0	0.0	58.1	-960	71.6	19.4	1935	31.4	9.2
4	S	28.3	0.0	0.0	21.9	-960	8.4	19.4	1935	31.4	9.2
5	S	0.1	0.0	0.1	80.0	2	8.4	0.0	0	0.0	0.0

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
--------	-----	----	----	----	----	------	-----	----	---------

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	118 di 178

1	S	-0.00056	0.00021	0.50	0.60	0.000288 (0.000288)	461	0.133 (0.20)	41846
2	S	-0.00056	0.00021	0.50	0.60	0.000288 (0.000288)	461	0.133 (0.20)	-41846
3	S	-0.00056	0.00021	0.50	0.60	0.000288 (0.000288)	461	0.133 (0.20)	41846
4	S	-0.00056	0.00021	0.50	0.60	0.000288 (0.000288)	461	0.133 (0.20)	-41846
5	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	24.0	80.0	0.0	57.6	-792	71.6	19.2	1920	31.4	9.2
2	S	24.0	0.0	0.0	22.4	-792	8.4	19.2	1920	31.4	9.2
3	S	24.0	80.0	0.0	57.6	-792	71.6	19.2	1920	31.4	9.2
4	S	24.0	0.0	0.0	22.4	-792	8.4	19.2	1920	31.4	9.2
5	S	0.1	0.0	0.1	80.0	2	8.4	0.0	1775	0.0	0.0

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00046	0.00018	0.50	0.40	0.000238 (0.000238)	459	0.109 (0.20)	42333
2	S	-0.00046	0.00018	0.50	0.40	0.000238 (0.000238)	459	0.109 (0.20)	-42333
3	S	-0.00046	0.00018	0.50	0.40	0.000238 (0.000238)	459	0.109 (0.20)	42333
4	S	-0.00046	0.00018	0.50	0.40	0.000238 (0.000238)	459	0.109 (0.20)	-42333
5	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0

### 17.7.3 Verifica in condizioni sismiche

#### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettagolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30 daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	333458 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	30.00 daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	119 di 178

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	10Ø20	(31.4 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	10Ø20	(31.4 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	8.4	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	8.4	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	9097	42713	22799	0
2	9097	-17762	-10875	0
3	900	70	156	0
4	9097	-15230	-9772	0

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.0	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sost. elastico [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.1.1 NTC]: non richiesto per calcolo non dissipativo
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	9097	42713	9123	82566	1.933	61.0	0.27	0.77	31.4 (12.4)
2	S	9097	-17762	9123	-82566	4.648	19.0	0.27	0.77	31.4 (12.4)
3	S	900	70	879	80038	1143.398	61.6	0.26	0.76	31.4 (12.4)
4	S	9097	-15230	9123	-82566	5.421	19.0	0.27	0.77	31.4 (12.4)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	120 di 178

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00071	80.0	0.00039	71.6	-0.00196	8.4
2	0.00071	0.0	0.00039	8.4	-0.00196	71.6
3	0.00068	80.0	0.00037	71.6	-0.00196	8.4
4	0.00071	0.0	0.00039	8.4	-0.00196	71.6

#### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
d Altezza utile sezione [cm]  
bw Larghezza minima sezione [cm]  
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	22799	32904	71.6	100.0	0.0044	0.1
2	S	-10875	32904	71.6	100.0	0.0044	0.1
3	S	156	31683	71.6	100.0	0.0044	0.0
4	S	-9772	32904	71.6	100.0	0.0044	0.1

## 17.8 VERIFICA SOLETTA INFERIORE

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime derivanti dalle analisi utilizzate nelle successive verifiche.

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	186.62	-4.75	<b>-251.51</b>	22	0.30	sis2_nl
M3	min	165.68	141.92	<b>-887.28</b>	41	0.60	sis4_nl
V2	max	165.68	<b>162.15</b>	-766.33	37	0.60	sis4_nl
V2	min	186.62	<b>-102.58</b>	-386.86	10	0.00	sis2_nl
P	max	<b>186.62</b>	2.13	-334.21	2	0.00	sis2_nl
P	min	<b>165.68</b>	42.58	-509.40	2	0.00	sis1_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	281.30	-2.57	<b>-67.86</b>	26	0.30	slu9_nl
M3	min	337.38	-147.79	<b>-794.52</b>	8	0.00	slu19_nl
V2	max	267.70	<b>218.24</b>	-557.53	39	0.60	slu10_nl
V2	min	337.38	<b>-229.22</b>	-667.44	10	0.00	slu13_nl
P	max	<b>337.38</b>	20.16	-349.74	2	0.00	slu3_nl
P	min	<b>213.27</b>	5.38	-207.19	2	0.00	slu7_nl

SLE -		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	242.51	-1.77	<b>-181.23</b>	26	0.30	rar1_nl
M3	min	242.51	-137.09	<b>-557.51</b>	8	0.00	rar1_nl
V2	max	233.12	<b>146.55</b>	-506.70	39	0.60	rar2_nl
V2	min	242.51	<b>-146.55</b>	-506.70	10	0.00	rar1_nl
P	max	<b>242.51</b>	12.11	-255.99	2	0.00	rar1_nl
P	min	<b>233.12</b>	13.49	-262.30	2	0.00	rar2_nl

SLE - FREQUENTE		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	219.05	-4.43	<b>-207.96</b>	26	0.30	fre1_nl
M3	min	219.05	-119.00	<b>-496.54</b>	8	0.00	fre1_nl
V2	max	195.59	<b>127.41</b>	-454.68	39	0.60	fre2_nl
V2	min	219.05	<b>-127.41</b>	-454.68	10	0.00	fre1_nl
P	max	<b>219.05</b>	-9.15	-251.25	2	0.00	fre1_nl
P	min	<b>195.59</b>	-5.70	-267.02	2	0.00	fre2_nl

SLE - Q.P.		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	195.59	0.00	<b>-218.25</b>	26	0.30	qpe1_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	195.59	-100.48	<b>-435.95</b>	8	0.00	qpe1_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	195.59	<b>108.64</b>	-403.29	39	0.60	qpe1_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	195.59	<b>-108.64</b>	-403.29	10	0.00	qpe1_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>195.59</b>	-15.20	-259.13	2	0.00	qpe1_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>195.59</b>	-15.20	-259.13	2	0.00	qpe1_nl

### 17.8.1 Verifica a taglio

#### VERIFICA A TAGLIO

##### Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

Sollecitazioni Agenti:

$V_{Ed}$  229 kN  
 $N_{Ed}$  337 kN

Calcestruzzo

**C30/37**

$R_{ck}$  40 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  33.2 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{cd}$  18.81 N/mm<sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$\gamma_c$  1.5

Altezza sezione

$h$  1300 mm

Copriferro

$c$  61 mm

Larghezza minima della sezione (in mm)

$b_w$  1000 mm

Altezza utile della sezione (in mm)

$d$  1239 mm

Area Calcestruzzo

$A_c$  1300000 mm<sup>2</sup>

Armatura longitudinale tesa

$n$  10

$\emptyset$  22 mm

$A_{sl}$  3799.4 mm<sup>2</sup>

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

$\rho_1$  0.0031 ? 0.02 **ok**

Tensione media di compressione nella sezione

$\sigma_{cp}$  0.2592 ? 0.2  $f_{cd}$  **ok**

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

$k$  1.40 ? 2 **ok**

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

$v_{\min}$  0.25

$V_{Rd}$  499.89 kN

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**VERIFICATA**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA</b>					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

La verifica risulta soddisfatta, la sezione non necessita di armature a taglio.

### 17.8.2 Verifica in condizioni statiche

A favore di sicurezza, i calcoli sono stati eseguiti trascurando lo sforzo normale.

#### CALCOLO COPRIFERRO - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC

##### Dati Assegnati:

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	22	[mm]
Diametro staffe:	16	[mm]
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
Condizioni ambientali:	Aggressive	
Vita nominale costruzione:	75	[anni]
Tolleranza di posa:	10	[mm]

##### Copriferro staffe:

Copriferro nominale Netto Staffe:	60	[mm]
-----------------------------------	----	------

##### Copriferro barre longitudinali:

Copriferro nominale Netto barre longitudinali:	76	[mm]
--	----	------

**Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale: 87 [mm] Dato da assegnare nell'input delle sezioni**

#### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333458	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	30.23	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	176.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	176.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	128.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:		4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. a rottura ftk:		4500.0	daN/cm <sup>2</sup>

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	124 di 178

Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3375.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	130.0	cm
Barre inferiori:	10Ø22	(38.0 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	10Ø22	(38.0 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	8.7	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	8.7	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			
MT	Momento torcente [daN m]			

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	36163	20548	0
2	0	-36163	-20548	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
1	0	25705
2	0	-25705

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
1	0	22276 (101959)
2	0	-22276 (-101959)
3	0	22276 (101959)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	125 di 178

1	0	18847 (101959)
2	0	-18847 (-101959)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.9	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.8	cm
Copriferro netto minimo staffe:	3.9	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]  
 As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0	36163	13	174071	4.814	120.8	0.08	0.70	38.0 (21.2)
2	S	0	-36163	13	-174071	4.814	9.2	0.08	0.70	38.0 (21.2)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	130.0	0.00018	121.3	-0.04273	8.7
2	0.00350	0.0	0.00018	8.7	-0.04273	121.3

### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23) NTC]  
 d Altezza utile sezione [cm]  
 bw Larghezza minima sezione [cm]  
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]  
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	20548	44135	121.3	100.0	0.0031	0.0
2	S	-20548	44135	121.3	100.0	0.0031	0.0

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

**MURI D'ALA VIADOTTI MU14**  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	126 di 178

Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> )
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	12.5	130.0	0.0	101.2	-604	121.3	21.8	2175	38.0	9.2
2	S	12.5	0.0	0.0	28.8	-604	8.7	21.8	2175	38.0	9.2

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00033	0.00009	0.50	0.60	0.000181 (0.000181)	472	0.086 (0.20)	101959
2	S	-0.00033	0.00009	0.50	0.60	0.000181 (0.000181)	472	0.086 (0.20)	-101959

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	10.8	130.0	0.0	101.2	-524	121.3	21.8	2175	38.0	9.2
2	S	10.8	0.0	0.0	28.8	-524	8.7	21.8	2175	38.0	9.2
3	S	10.8	130.0	0.0	101.2	-524	121.3	21.8	2175	38.0	9.2

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00029	0.00008	0.50	0.60	0.000157 (0.000157)	472	0.074 (0.20)	101959
2	S	-0.00029	0.00008	0.50	0.60	0.000157 (0.000157)	472	0.074 (0.20)	-101959
3	S	-0.00029	0.00008	0.50	0.60	0.000157 (0.000157)	472	0.074 (0.20)	101959

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	9.2	130.0	0.0	101.2	-443	121.3	21.8	2175	38.0	9.2
2	S	9.2	0.0	0.0	28.8	-443	8.7	21.8	2175	38.0	9.2

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00024	0.00007	0.50	0.40	0.000133 (0.000133)	472	0.063 (0.20)	101959
2	S	-0.00024	0.00007	0.50	0.40	0.000133 (0.000133)	472	0.063 (0.20)	-101959

### 17.8.3 Verifica in condizioni sismiche

#### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333458	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	30.00	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	130.0	cm
Barre inferiori:	10Ø22	(38.0 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	10Ø22	(38.0 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	8.7	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	8.7	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	42713	22799	0
2	0	-17762	-10875	0
3	0	42713	22799	0
4	0	-17762	-10875	0
5	0	70	156	0
6	0	-15230	-9772	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.9 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 3.9 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx re Momento resistente sost. elastico [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.1.1 NTC]: non richiesto per calcolo non dissipativo  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]  
As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0	42713	-8	167003	3.910	103.4	0.22	0.71	38.0 (21.0)
2	S	0	-17762	-8	-167003	9.402	26.6	0.22	0.71	38.0 (21.0)
3	S	0	42713	-8	167003	3.910	103.4	0.22	0.71	38.0 (21.0)
4	S	0	-17762	-8	-167003	9.402	26.6	0.22	0.71	38.0 (21.0)
5	S	0	70	-8	167003	2385.753	103.4	0.22	0.71	38.0 (21.0)
6	S	0	-15230	-8	-167003	10.965	26.6	0.22	0.71	38.0 (21.0)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00055	130.0	0.00037	121.3	-0.00196	8.7
2	0.00055	0.0	0.00037	8.7	-0.00196	121.3
3	0.00055	130.0	0.00037	121.3	-0.00196	8.7
4	0.00055	0.0	0.00037	8.7	-0.00196	121.3
5	0.00055	130.0	0.00037	121.3	-0.00196	8.7
6	0.00055	0.0	0.00037	8.7	-0.00196	121.3

#### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23) NTC]  
d Altezza utile sezione [cm]  
bw Larghezza minima sezione [cm]  
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]  
Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	22799	44135	121.3	100.0	0.0031	0.0
2	S	-10875	44135	121.3	100.0	0.0031	0.0



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA  
TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)  
OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	129 di 178

3	S	22799	44135	121.3	100.0	0.0031	0.0
4	S	-10875	44135	121.3	100.0	0.0031	0.0
5	S	156	44135	121.3	100.0	0.0031	0.0
6	S	-9772	44135	121.3	100.0	0.0031	0.0

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B	FOGLIO 130 di 178

## 18. PROGETTO E VERIFICA MURO A U – MODELLO 2

### 18.1 MODELLAZIONE SEMPLIFICATA

La soletta di fondazione del muro a U può essere considerata poggiante su un terreno infinitamente rigido, pertanto è possibile schematizzare il piedritto come una mensola incastrata alla base soggetta ai seguenti carichi:

- spinta del terreno (a);
- spinta orizzontale dovuta alla presenza del ballast (b);
- spinta sismica (c);
- incremento della spinta dovuta al carico accidentale (d).

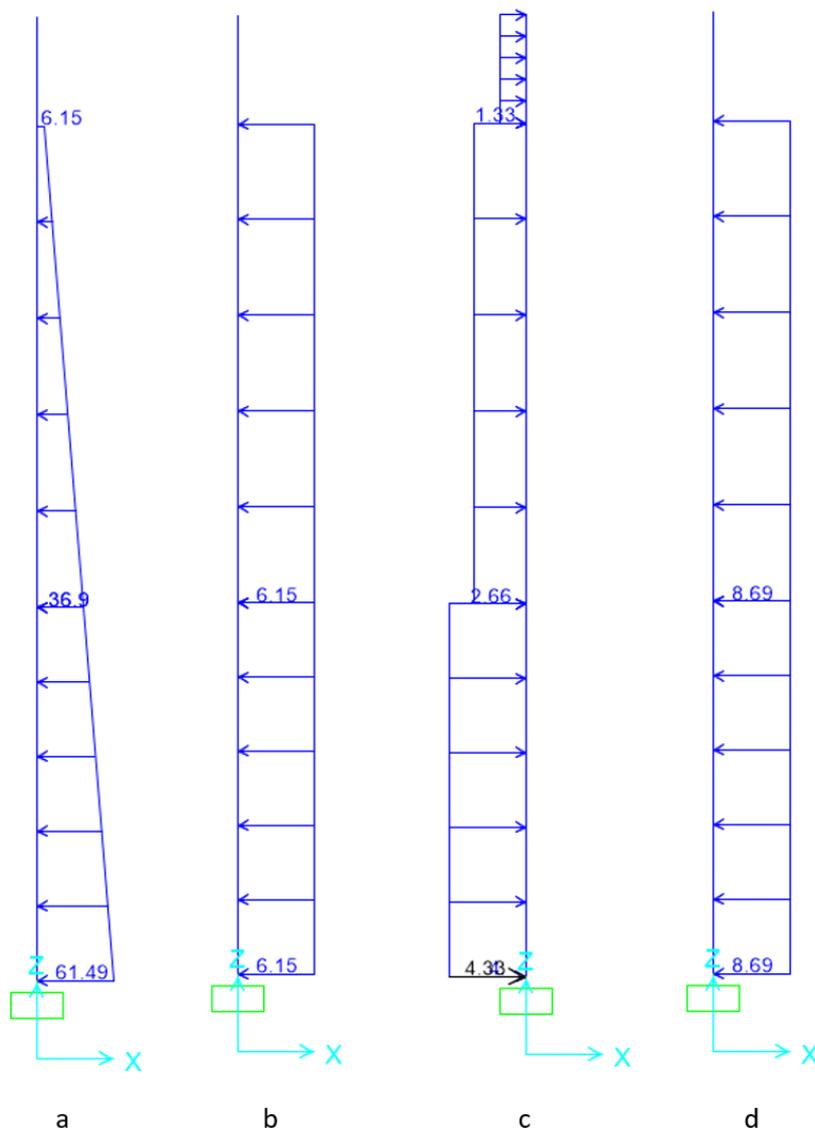


Figura 18.1-1 – Spinte applicate al piedritto.

Dai quali si ottengono le seguenti sollecitazioni nella sezione d'incastro (la più sollecitata):

$M$  (SLU) = 1380.09 kNm (a);

$T$  (SLU) = 477.08 kN (b);

$M$  (SLV) = 745.05 kNm (c);

$T$  (SLV) = 275 kN (d);

$M$  (SLE) = 988.84 kNm (e).

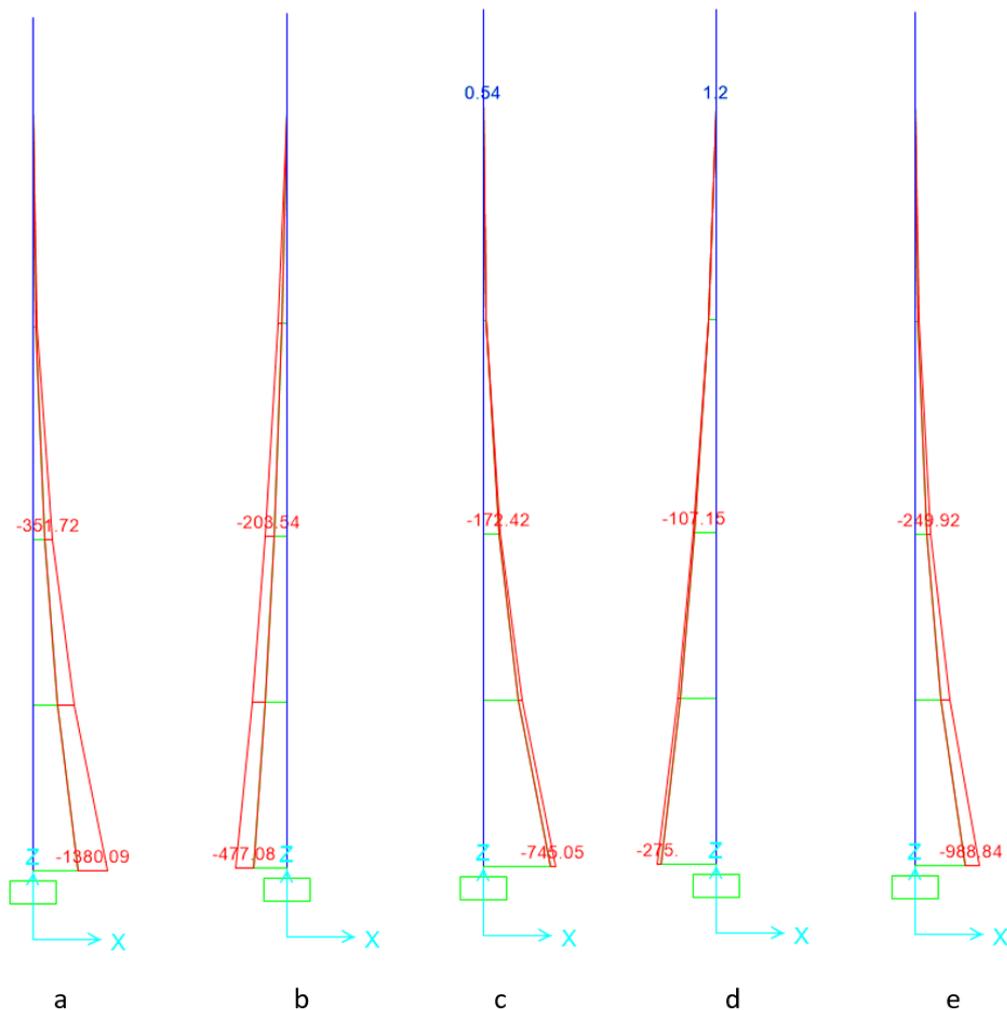


Figura 18.1-2 – Sollecitazioni piedritto.

I valori di sollecitazione ottenuti sono gli stessi della modellazione adottata nel seguente paragrafo, in cui si considera il muro nella sua totalità.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

## 18.2 MODELLAZIONE ADOTTATA

Per l'analisi della struttura è stato sviluppato un modello di calcolo nel quale l'interazione struttura-terreno è stata simulata attraverso molle reagenti solo a compressione (analisi non lineare); la costante di sottofondo è stata assunta pari a 5320 kN/m<sup>3</sup>.

Tale valore è stato determinato, a partire dal valore di E dello strato di fondazione, attraverso la seguente relazione:

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

dove:

E = modulo elastico del terreno;

$\nu$  = coefficiente di Poisson = 0.3;

B = larghezza della fondazione.

$c_t$  = fattore di forma, coefficiente adimensionale valutato con le relazione  $c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$  (per  $L/B \leq 10$  con L lunghezza singolo concio).

unità	E	$\nu$	B	L	L/B	$c_t$	$k_w$
(-)	(MPa)	(-)	(m)	(m)	(-)	(-)	(kN/m <sup>3</sup> )
a2	40	0.3	9.2	10	1.09	0.896	5323

L'analisi delle strutture è stata condotta mediante il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000, prodotto dalla Computer and Structures inc. di Berkeley, California, USA.

Lo schema statico impiegato è quello di telaio costituito da elementi frame; in corrispondenza della intersezione tra tali elementi il programma genera in automatico dei nodi per garantire la continuità strutturale. Ad ogni elemento è assegnata la corrispondente sezione rettangolare in calcestruzzo, la cui geometria è definita dallo spessore dell'elemento stesso per una larghezza unitaria, dal momento che la struttura è risolta come piana.

Per le verifiche delle sezioni si è adottato il programma RC-SEC – Autore GEOSTRU.

La larghezza interna è di 6.80 m, l'altezza interna, dalla soletta di fondazione, è pari 8.00 m, la soletta inferiore ha spessore pari a 1.30 m e piedritti hanno spessore variabile (tra 1.20 e 0.4 m).

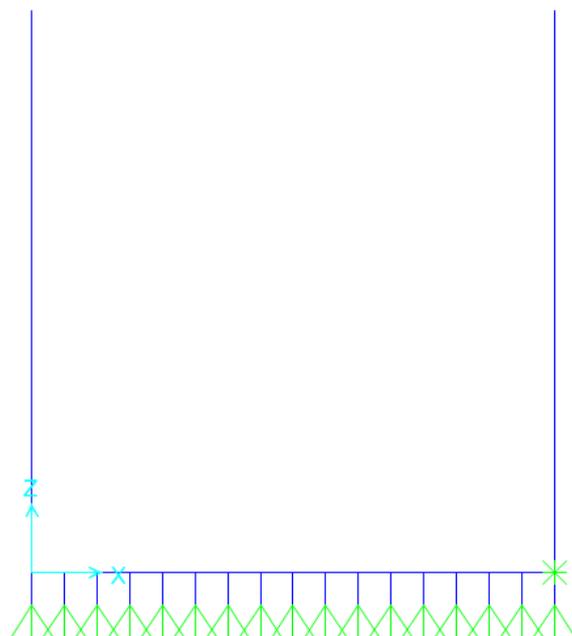


Figura 3 – Modello di calcolo.

### 18.3 ANALISI DEI CARICHI

#### 18.3.1 Peso proprio della struttura

Il peso proprio della struttura è valutato automaticamente dal programma di calcolo attribuendo al c.a. un peso dell'unità di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$ .

#### 18.3.2 Carichi permanenti portati

Nella Tabella sottostante si riportano i carichi.

permanenti portati		
soletta inf		
$\gamma_3$	25 kN/m <sup>3</sup>	
$S_3$	0.4 m	spessore e massetto pendenze
$W_3$	10.00 kN/m <sup>2</sup>	
$\gamma_4$	19 kN/m <sup>3</sup>	
$S_4$	0 m	Rinterro laterale
$W_4$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	
$L_4$	0.00 m	
$\gamma_3$	20 kN/m <sup>3</sup>	
$h_{netta}$	7.6 m	riempimento rilevato ferroviario
$S_3$	0 m	
$W_3$	152.00 kN/m <sup>2</sup>	

Frame Span Loads (permanenti\_soletta\_inferiore) (GLOBAL CSys)

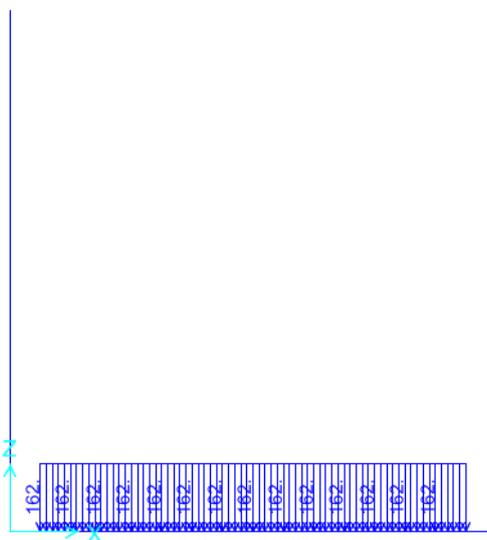


Figura 4 – Carichi permanenti sulla soletta inferiore.

### 18.3.3 Ballast

Il ballast è stato valutato considerando uno sviluppo in altezza di 0.8 m:  $p_b = 20 \cdot 0.8 = 16.0 \text{ kN/m}^2$

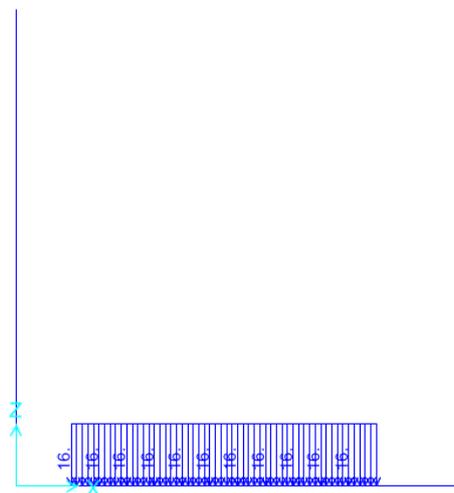


Figura 5 – Ballast.

### 18.3.4 Spinta orizzontale dovuta al ballast

Il ballast produce una spinta orizzontale sui piedritti, valutata a partire dal peso del ballast calcolato in precedenza.

Spinta statica aggiuntiva	
	Ballast
K <sub>0</sub>	0.38
p <sub>b</sub>	16 kN/m <sup>2</sup>
Δp <sub>d</sub>	6.15 kN/m <sup>2</sup>

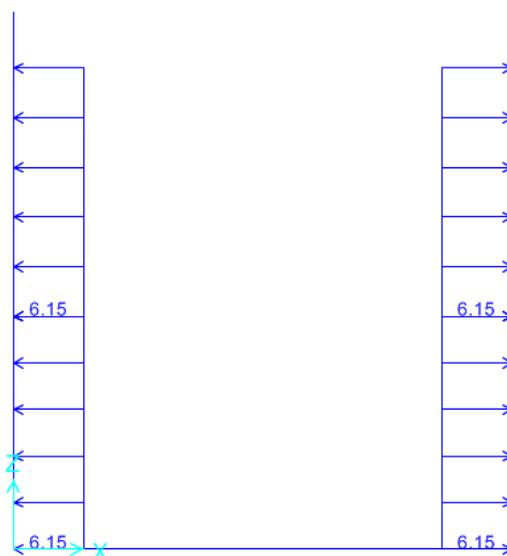


Figura 6– Ballast\_H.

### 18.3.5 Spinta del terreno

Per la valutazione della spinta esercitata dal terreno quest'ultimo è stato considerato in condizioni di riposo pertanto il coefficiente di spinta è dato dalla relazione  $k_0 = 1 - \sin \varphi'$ . La falda è posta a -2,00 m dal piano campagna per cui non influisce sulle spinte esterne. L'unica spinta considerata è quella del rilevato ferroviario interno al muro.

spinta a riposo e spinta H <sub>2</sub> O		
$\gamma_t$	20 kN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno
$\varphi'_k$	38 °	angolo attrito caratteristico
$\varphi'_d$	38.0 °	angolo attrito di progetto
$k_0$	0.38 -	

z da testa piedritto (m)	$\sigma_{h,tot}$ (kN/m <sup>2</sup> )
0	0.00
0.8	6.15
4.80	36.90
8.55	65.72

Frame Span Loads (spinta\_sx\_k0) (GLOBAL CSys)

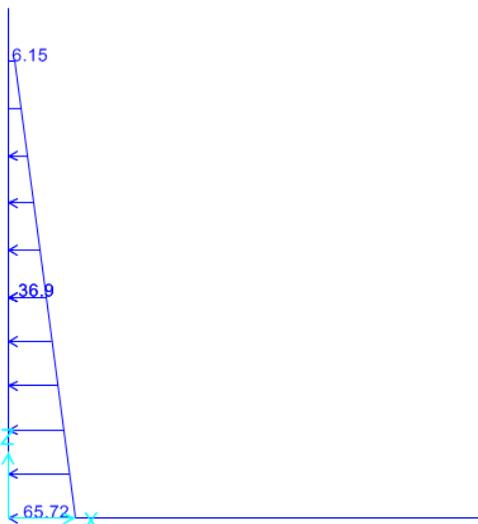


Figura 7 – Spinta del terreno sul piedritto sinistro.

Frame Span Loads (spinta\_dx\_k0) (GLOBAL CSys)

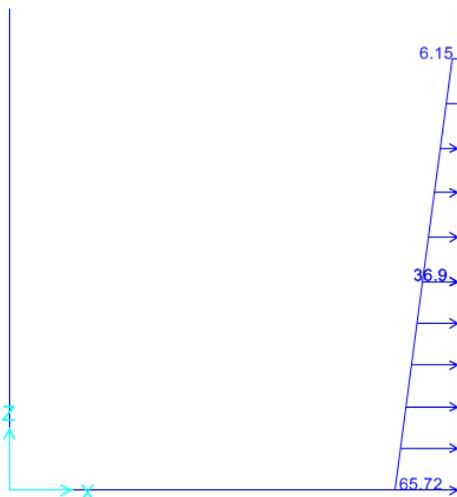


Figura 8 – Spinta del terreno sul piedritto destro.

### 18.3.6 Sovraccarico ferroviario su soletta inferiore

Per la valutazione dei carichi verticali si è fatto riferimento a dei modelli di carico “teorici”, come indicato dalla normativa vigente. In particolare è stato considerato il treno di carico LM71, rappresentativo del traffico normale.

Il treno di carico LM71, schematizzato in Figura 9, è costituito da 4 assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.6 m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per un'estensione illimitata, a partire da 0.8 m dagli assi di estremità.

Longitudinalmente i carichi assiali del modello di carico LM71 sono stati distribuiti uniformemente su 6.4 m.

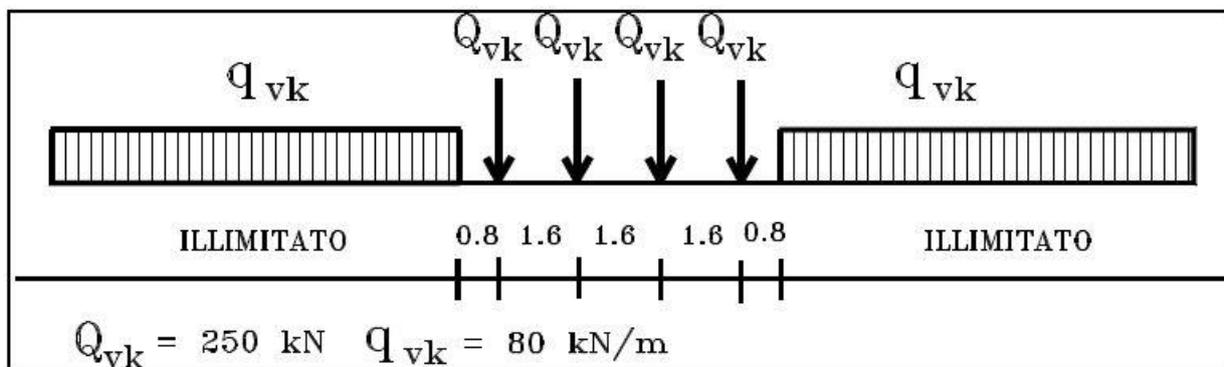


Figura 9 – Treno di carico LM71

I valori caratteristici dei carichi sono stati moltiplicati per il coefficiente di adattamento  $\alpha$ .

modello di carico	coefficiente di adattamento $\alpha$
LM71	1.1

Figura 10– Coefficiente di adattamento  $\alpha$

Trasversalmente i carichi sono stati ripartiti secondo una pendenza di 1 a 4 all'interno del ballast, secondo una pendenza di 1 a 1 all'interno dello spessore e del massetto delle pendenze e con una pendenza pari all'angolo di attrito del rilevato ferroviario. Pertanto, alla quota del piano medio della soletta inferiore, considerando per la traversa una larghezza di 2.40 m, si ha:

$$L_d = 2.40 + (s_b/4 + s_{sm} + \tan\varphi \cdot s_{rr} \cdot s_{ss}/2) \cdot 2 = 2.4 + (0.35/4 + 0.4 + \tan 38^\circ \cdot 7.6 \cdot 1.3/2) \cdot 2 = 15.25 \text{ m}$$

La larghezza di ripartizione utilizzata nei calcoli per il singolo treno è ottenuta dall'intersezione della larghezza di ripartizione data da normativa con il piedritto più vicino. Si ottiene una  $L_d = 7.60 \text{ m}$

I carichi utilizzati sono riepilogati nella Tabella seguente:

Carico variabile verticale agente alla quota del piano medio della soletta inferiore agente su $L_d$	
LM71	$q_{v1} = 4 \cdot 250 \cdot 1.1 / 6.4 / L_d = 22.62 \text{ kN/m}^2$

Frame Span Loads (accidentale\_LM71) (GLOBAL CSys)

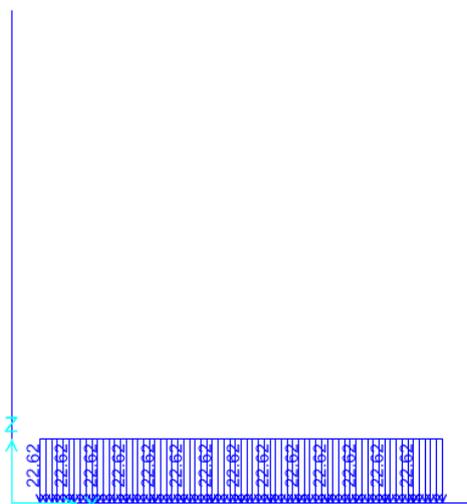


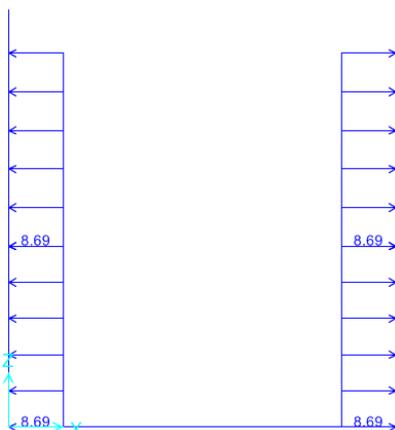
Figura 11 – Treno di carico LM71.

### 18.3.7 Incremento di spinta dovuta al carico accidentale

Il carico accidentale che transita internamente, produce sui piedritti una spinta orizzontale calcolata come segue:

Spinta statica dovuta al treno LM71	
$q_{v1}$	22.62 kN/m <sup>2</sup>
$k_0$	0.38
$\Delta p_d$	8.69 kN/m <sup>2</sup>

Frame Span Loads (spinta\_LM71) (GLOBAL CSys)



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

Figura 12 – Spinta del treno di carico LM71.

### 18.3.8 Azione sismica

L'azione sismica agente sulle masse strutturali è stata considerata con un approccio di tipo pseudo-statico. Esso consente di rappresentare il sisma mediante una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ . Le forze sismiche sono pertanto:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con  $k_h$  e  $k_v$ , rispettivamente, coefficiente sismico orizzontale e verticale, pari a

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g \text{ coefficiente sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \text{ coefficiente sismico verticale}$$

Nelle espressioni precedenti  $a_{\max}$  rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito mentre  $\beta_m$  è il coefficiente di riduzione di tale accelerazione valutato in funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti relativi rispetto al terreno. Per l'analisi della struttura in esame  $\beta_m$  è stato posto pari ad 1. L'accelerazione orizzontale massima è stata valutata con la relazione:

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

in cui  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido e  $S$  un coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ).

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto, della massa associata al peso proprio e delle masse associate al carico permanente.

Inoltre, l'incremento di spinta dovuto al sisma è stato valutato utilizzando la teoria di Wood. Secondo tale teoria la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma, su una parete di altezza  $H_s$ , viene determinato attraverso la relazione  $\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H_{\text{tot}}^2$  ( $H_{\text{tot}}$  = distanza p.c. – intradosso soletta inferiore).

$a_g$	0.111	g
$S_S$	1.20	
$S_T$	1	
$a_{\max}$	0.133	g
$\beta_m$	1	
$k_h$	0.133	
$k_v$	0.067	

INERZIA ORIZZONTALE			
Piedritti			
$k_h \cdot W_{P1}$	4.00	kN/m <sup>2</sup>	peso proprio s. 1.2 m
$k_h \cdot W_{P2}$	2.66	kN/m <sup>2</sup>	peso proprio s. 0.8 m
$k_h \cdot W_{P3}$	1.33	kN/m <sup>2</sup>	peso proprio s. 0.4 m
	4.33	kN	forza su soletta inferiore
SOVRASPINTA SISMICA (WOOD)			
$h_{tot}$	7.90	m	altezza complessiva
$\Delta p_d$	21.05	kN/m <sup>2</sup>	incremento di spinta

Frame Span Loads (sisma\_orizzontale) (GLOBAL Csys)

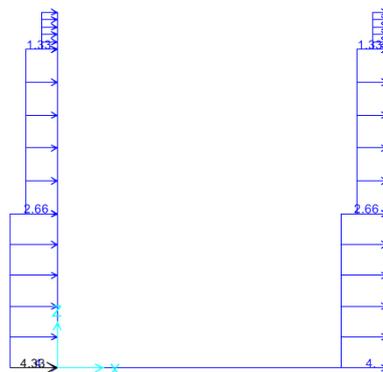


Figura 13 – Sisma orizzontale.

Frame Distributed Loads (sovraspinta\_sismica)

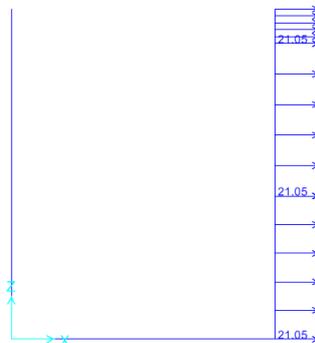


Figura 14 – Incremento di spinta dovuto al sisma.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA</b>					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

#### 18.4 COMBINAZIONI DI CALCOLO

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:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

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

Le azioni impiegate nella definizione delle combinazioni di carico sono riepilogate nelle tabelle seguenti:

azione	Load Case Name
peso proprio	DEAD
carichi permanenti sulla soletta inferiore	perm_sol_inf
ballast	ballast
Incremento di spinta sul piedritto sinistro dovuta al ballast	Ballast_H
spinta a riposo del terreno sul piedritto sinistro	spinta_sx_k0
spinta a riposo del terreno sul piedritto destro	spinta_dx_k0
incremento di spinta dovuta al carico accidentale sui piedritti	spinta_LM71
azione verticale dovuta al sovraccarico ferroviario agente su tutta la soletta inferiore	Accidentale_LM71
azione sismica orizzontale dovuta al peso proprio e ai carichi permanenti	sisma_orizzontale
incremento di spinta sul piedritto sinistro dovuto al sisma	sovraspinta_sismica

Figura 15 – Riepilogo carichi.

combinazioni di carico agli SLU in condizioni statiche								
	slu1	slu2	slu3	slu4	slu5	slu6	slu7	slu8
DEAD	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1
per_sol_inf	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35
ballast	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5
Ballast_H	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5
spinta_sx_k0	1.35	1.35	1	1	1.35	1	1.35	1.35
spinta_dx_k0	1.35	1.35	1	1	1.35	1	1.35	1
spinta_LM71	1.45	1.45	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45
accidentale_LM71	1.45	1.45	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45

Figura 16 – Combinazioni di carico agli SLU in condizioni statiche (1/2).

Combinazioni di carico agli SLU in condizioni statiche						
	slu9	slu10	slu11	slu12	slu13	slu14
DEAD	1	1.35	1.35	1	1.35	1.35
per_sol_inf	1	1.35	1	1.35	1	1
ballast	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Ballast_H	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
spinta_sx_k0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
spinta_dx_k0	1	1	1	1	1	1
spinta_LM71	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0
accidentale_LM71	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0

Figura 17– Combinazioni di carico agli SLU in condizioni statiche (2/2).

Combinazioni di carico agli SLV			
	sis1	sis2	sis3
DEAD	1	1	1
per_sol_inf	1	1	1
ballast	1	1	1
Ballast_H	1	1	1
spinta_sx_k0	1	1	1
spinta_dx_k0	1	1	1
spinta_LM71	0	0	0.2
accidentale_LM71	0	0	0.2

sisma_orizzontale	1	0.3	1
sovraspinta_sismica	1	0.3	1

Figura 18 – Combinazioni di carico agli SLV

Combinazioni di carico agli SLE			
	rar1	fre1	qpe
DEAD	1	1	1
per_sol_inf	1	1	1
ballast	1	1	1
Ballast_H	1	1	1
spinta_sx_k0	1	1	1
spinta_dx_k0	1	1	1
spinta_LM71	1	0.8	0
Accidentale_LM71	1	0.8	0

Figura 19 – Combinazioni di carico agli SLE.

## 18.5 RISULTATI E VERIFICHE

Nelle immagini a seguire si riportano i digrammi di involuppo delle sollecitazioni per gli stati limite ultimi statici e sismici e per gli stati limite d'esercizio.

Moment 3-3 Diagram (enve\_slu\_n1)

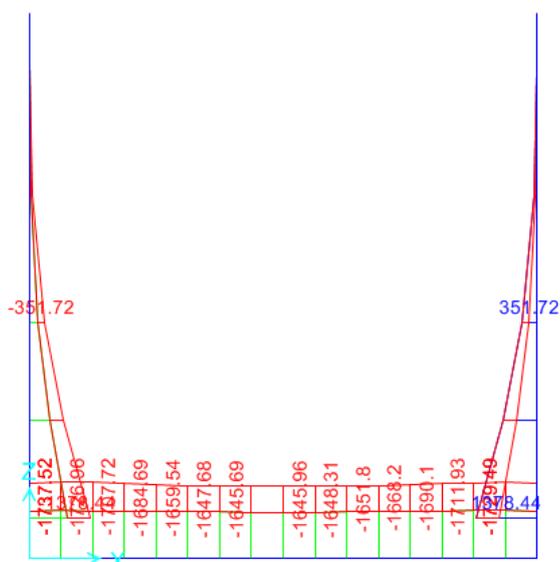


Figura 20 – Momento flettente enve-SLU.

Shear Force 2-2 Diagram (enve\_slu\_n1)

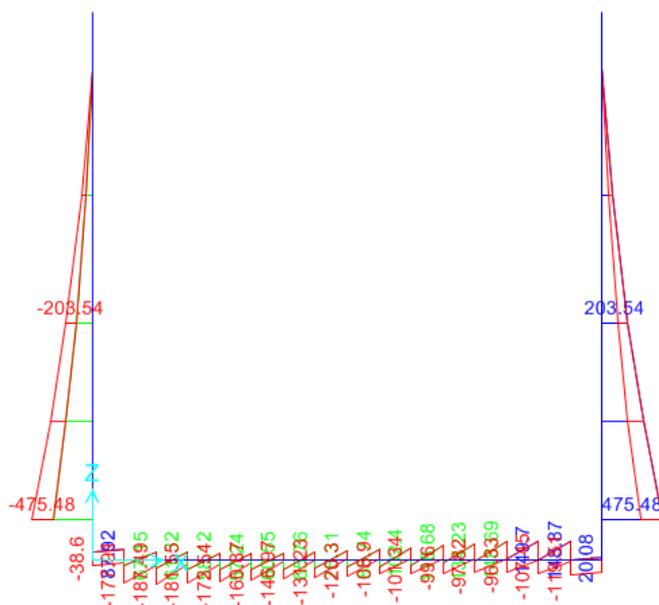


Figura 21 – Taglio enve-SLU.

Moment 3-3 Diagram (enve\_slusis\_nl)

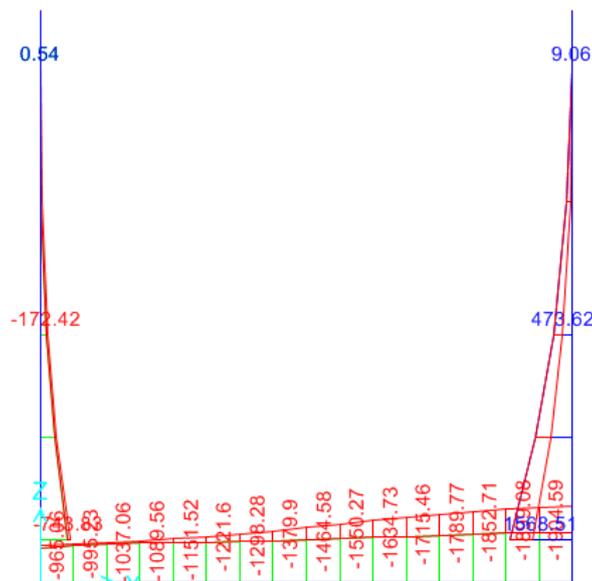
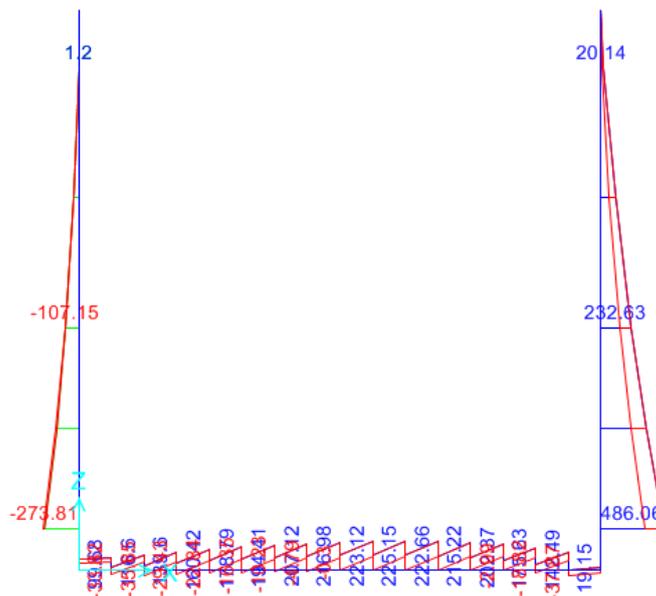


Figura 22 – Momento flettente enve-SLV.

Shear Force 2-2 Diagram (enve\_slusis\_nl)



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

Figura 23 – Taglio enve-SLV.

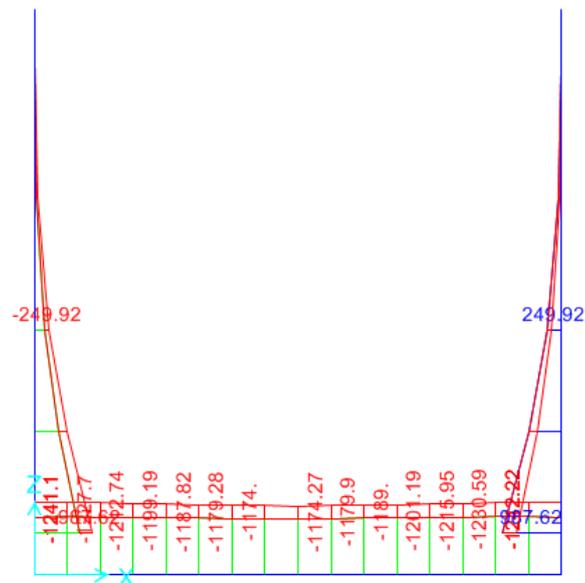


Figura 24 – Momento flettente enve-SLE.

### 18.6 VERIFICA PIEDRITTO (S = 1.2 M)

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime derivanti dalle analisi utilizzate nelle successive verifiche.

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-181.95	486.06	<b>1568.51</b>	35	0.65	sis3_nl
M3	min	-181.95	-273.81	<b>-743.83</b>	32	0.65	sis2_nl
V2	max	-181.95	<b>486.06</b>	1568.51	35	0.65	sis3_nl
V2	min	-181.95	<b>-273.81</b>	-743.83	32	0.65	sis2_nl
P	max	<b>-88.97</b>	-98.86	-153.79	32	3.75	sis1_nl
P	min	<b>-181.95</b>	-256.85	-686.06	32	0.65	sis1_nl

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	149 di 178

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-245.63	475.48	<b>1378.44</b>	35	0.65	slu2_nl
M3	min	-245.63	-475.48	<b>-1378.44</b>	32	0.65	slu2_nl
V2	max	-245.63	<b>475.48</b>	1378.44	35	0.65	slu2_nl
V2	min	-245.63	<b>-475.48</b>	-1378.44	32	0.65	slu2_nl
P	max	<b>-88.97</b>	-191.24	-327.12	32	3.75	slu1_nl
P	min	<b>-245.63</b>	-475.48	-1378.44	32	0.65	slu2_nl

SLE - RARA		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-181.95	342.78	<b>987.62</b>	35	0.65	rar1_nl
M3	min	-181.95	-342.78	<b>-987.62</b>	32	0.65	rar1_nl
V2	max	-181.95	<b>342.78</b>	987.62	35	0.65	rar1_nl
V2	min	-181.95	<b>-342.78</b>	-987.62	32	0.65	rar1_nl
P	max	<b>-88.97</b>	-145.46	-249.92	32	3.75	rar1_nl
P	min	<b>-181.95</b>	-342.78	-987.62	32	0.65	rar1_nl

SLE - FREQUENTE		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-181.95	330.44	<b>943.81</b>	35	0.65	fre1_nl
M3	min	-181.95	-330.44	<b>-943.81</b>	32	0.65	fre1_nl
V2	max	-181.95	<b>330.44</b>	943.81	35	0.65	fre1_nl
V2	min	-181.95	<b>-330.44</b>	-943.81	32	0.65	fre1_nl
P	max	<b>-88.97</b>	-138.51	-236.02	32	3.75	fre1_nl
P	min	<b>-181.95</b>	-330.44	-943.81	32	0.65	fre1_nl

SLE - Q.P.		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-181.95	281.08	<b>768.58</b>	35	0.65	qpe1_nl
M3	min	-181.95	-281.08	<b>-768.58</b>	32	0.65	qpe1_nl
V2	max	-181.95	<b>281.08</b>	768.58	35	0.65	qpe1_nl
V2	min	-181.95	<b>-281.08</b>	-768.58	32	0.65	qpe1_nl
P	max	<b>-88.97</b>	-110.70	-180.40	32	3.75	qpe1_nl
P	min	<b>-181.95</b>	-281.08	-768.58	32	0.65	qpe1_nl

### 18.6.1 Verifica in condizioni statiche

#### Dati Assegnati:

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	24	[mm]
Diametro staffe:	18	[mm]
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
Condizioni ambientali:	Aggressive	
Vita nominale costruzione:	75	[anni]
Tolleranza di posa:	10	[mm]

#### Copriferro staffe:

Copriferro nominale Netto Staffe:	60	[mm]
-----------------------------------	----	------

#### Copriferro barre longitudinali:

Copriferro nominale Netto barre longitudinali:	78	[mm]
--	----	------

**Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale: 90 [mm] Dato da assegnare nell'input delle sezioni**

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	181.30	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd':	90.65	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333458	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	30.23	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	176.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	176.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	128.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. rottura ftk:		4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. snerv. di progetto fyd:		3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di progetto ftd:		3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50		



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO  
 NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA  
 TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)  
 OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
 RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	151 di 178

Sf limite S.L.E. Comb. Rare:

3375.0 daN/cm<sup>2</sup>

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	120.0
3	50.0	120.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	9.0	24
2	-45.0	111.0	24
3	45.0	111.0	24
4	45.0	9.0	24
5	-40.0	13.8	24
6	40.0	13.8	24
7	-40.0	106.2	24
8	40.0	106.2	24

### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	2	3	8	24
3	5	6	3	24
4	7	8	3	24

### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 14 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm  
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	24563	137844	0	47548	0

MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	152 di 178

2	24563	-137844	0	-47548	0
3	8897	-32712	0	-19124	0

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	18195	98762	0
2	18195	-98762	0
3	18195	98762	0
4	8897	-24992	0

### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	18195	94381 (102167)	0 (0)
2	18195	-94381 (-102167)	0 (0)
3	8897	-23602 (-106908)	0 (0)

### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	18195	76858 (103260)	0 (0)
2	18195	-76858 (-103260)	0 (0)
3	8897	-18040 (-110133)	0 (0)

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	4.5 cm
Copriferro netto minimo staffe:	2.4 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)

**MURI D'ALA VIADOTTI MU14**  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	153 di 178

Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	24563	137844	0	24551	286200	0	2.08	67.9(24.0)
2	S	24563	-137844	0	24551	-286200	0	2.08	67.9(24.0)
3	S	8897	-32712	0	8912	-278537	0	8.51	67.9(24.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.120	50.0	120.0	0.00113	45.0	111.0	-0.02579	-45.0	9.0
2	0.00350	0.120	-50.0	0.0	0.00113	-45.0	9.0	-0.02579	-45.0	111.0
3	0.00350	0.116	-50.0	0.0	0.00106	-45.0	9.0	-0.02660	-45.0	111.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000263832	-0.028159854	0.120	0.700
2	0.000000000	-0.000263832	0.003500000	0.120	0.700
3	0.000000000	-0.000271135	0.003500000	0.116	0.700

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe:	14 mm
Passo staffe:	20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [daN] = proiezione di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallele. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lunghezza legatura proiettata sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	154 di 178

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	47548	315799	150439	111.0	100.0	2.500	1.011	4.9	15.4(0.0)
2	S	47548	315799	150439	111.0	100.0	2.500	1.011	4.9	15.4(0.0)
3	S	19124	313551	150439	111.0	100.0	2.500	1.004	2.0	15.4(0.0)

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	43.9	-50.0	120.0	-1382	25.0	9.0	2650	67.9
2	S	43.9	50.0	0.0	-1382	35.0	111.0	2650	67.9
3	S	43.9	-50.0	120.0	-1382	25.0	9.0	2650	67.9
4	S	11.4	-50.0	0.0	-321	35.0	111.0	2650	67.9

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e\_sm - e\_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00077	0	0.500	24.0	78	0.00041 (0.00041)	425 0.176 (990.00)	101957	0	0
2	S	-0.00077	0	0.500	24.0	78	0.00041 (0.00041)	425 0.176 (990.00)	-101957	0	0
3	S	-0.00077	0	0.500	24.0	78	0.00041 (0.00041)	425 0.176 (990.00)	101957	0	0
4	S	-0.00018	0	0.500	24.0	78	0.00010 (0.00010)	425 0.041 (990.00)	-106346	0	0

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	42.0	50.0	120.0	-1315	-25.0	9.0	2650	67.9
2	S	42.0	-50.0	0.0	-1315	35.0	111.0	2650	67.9
3	S	10.7	-50.0	0.0	-300	35.0	111.0	2650	67.9

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO								COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
								RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	155 di 178
1	S	-0.00074	0	0.500	24.0	78		0.00039 (0.00039)	425	0.168 (0.20)	102167	0	
2	S	-0.00074	0	0.500	24.0	78		0.00039 (0.00039)	425	0.168 (0.20)	-102167	0	
3	S	-0.00017	0	0.500	24.0	78		0.00009 (0.00009)	425	0.038 (0.20)	-106908	0	

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	34.4	-50.0	120.0	-1048	-35.0	9.0	2650	67.9
2	S	34.4	-50.0	0.0	-1048	35.0	111.0	2650	67.9
3	S	8.3	50.0	0.0	-216	35.0	111.0	2650	67.9

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00059	0	0.500	24.0	78	0.00031 (0.00031)	425	0.134 (0.20)	103260	0
2	S	-0.00059	0	0.500	24.0	78	0.00031 (0.00031)	425	0.134 (0.20)	-103260	0
3	S	-0.00012	0	0.500	24.0	78	0.00006 (0.00006)	425	0.027 (0.20)	-110133	0

### 18.6.2 Verifica in condizioni sismiche

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	181.30 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd':	90.65 daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	333458 daN/cm <sup>2</sup>
Resis. media a trazione fctm:	30.00 daN/cm <sup>2</sup>	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	200000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	156 di 178

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	120.0
3	50.0	120.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	9.0	24
2	-45.0	111.0	24
3	45.0	111.0	24
4	45.0	9.0	24
5	-40.0	13.8	24
6	40.0	13.8	24
7	-40.0	106.2	24
8	40.0	106.2	24

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	2	3	8	24
3	5	6	3	24
4	7	8	3	24

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 14 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm  
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	18195	156851	0	48606	0
2	18195	-74383	0	-27381	0
3	8897	-15379	0	-9886	0
4	18195	-68606	0	-25685	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	157 di 178

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.8 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 4.5 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 2.4 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)  
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	18195	156851	0	18219	265094	0	1.69	67.9(24.0)
2	S	18195	-74383	0	18219	-265094	0	3.56	67.9(24.0)
3	S	8897	-15379	0	8899	-260940	0	16.97	67.9(24.0)
4	S	18195	-68606	0	18219	-265094	0	3.86	67.9(24.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00081	0.292	50.0	120.0	0.00058	45.0	111.0	-0.00196	-45.0	9.0
2	0.00081	0.292	-50.0	0.0	0.00058	-45.0	9.0	-0.00196	-45.0	111.0
3	0.00079	0.287	-50.0	0.0	0.00057	-45.0	9.0	-0.00196	-45.0	111.0
4	0.00081	0.292	-50.0	0.0	0.00058	-45.0	9.0	-0.00196	-45.0	111.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000024886	-0.002180475	0.292	0.805
2	0.000000000	-0.000024886	0.000805854	0.292	0.805
3	0.000000000	-0.000024724	0.000787863	0.287	0.799
4	0.000000000	-0.000024886	0.000805854	0.292	0.805

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe: 14 mm  
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	158 di 178

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe  
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	48606	314885	150439	111.0	100.0	2.500	1.008	5.0	15.4(0.0)
2	S	27381	314885	150439	111.0	100.0	2.500	1.008	2.8	15.4(0.0)
3	S	9886	313551	150439	111.0	100.0	2.500	1.004	1.0	15.4(0.0)
4	S	25685	314885	150439	111.0	100.0	2.500	1.008	2.6	15.4(0.0)

### 18.7 VERIFICA PIEDRITTO ( $S = 0.8 M$ )

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime derivanti dalle analisi utilizzate nelle successive verifiche.

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-88.97	232.63	<b>473.62</b>	36	0.00	sis3_nl
M3	min	-88.97	-107.15	<b>-172.42</b>	33	0.00	sis2_nl
V2	max	-88.97	<b>232.63</b>	473.62	36	0.00	sis3_nl
V2	min	-88.97	<b>-107.15</b>	-172.42	33	0.00	sis2_nl
P	max	<b>-9.00</b>	1.20	0.54	33	4.00	sis1_nl
P	min	<b>-88.97</b>	-98.86	-153.79	33	0.00	sis1_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-120.12	203.54	<b>351.72</b>	36	0.00	slu2_nl
M3	min	-120.12	-203.54	<b>-351.72</b>	33	0.00	slu2_nl
V2	max	-120.12	<b>203.54</b>	351.72	36	0.00	slu2_nl
V2	min	-120.12	<b>-203.54</b>	-351.72	33	0.00	slu2_nl
P	max	<b>-9.00</b>	0.00	0.00	33	4.00	slu1_nl
P	min	<b>-120.12</b>	-203.54	-351.72	33	0.00	slu2_nl

SLE - RARA		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-88.97	145.46	<b>249.92</b>	36	0.00	rar1_nl
M3	min	-88.97	-145.46	<b>-249.92</b>	33	0.00	rar1_nl
V2	max	-88.97	<b>145.46</b>	249.92	36	0.00	rar1_nl
V2	min	-88.97	<b>-145.46</b>	-249.92	33	0.00	rar1_nl
P	max	<b>-9.00</b>	0.00	0.00	33	4.00	rar1_nl
P	min	<b>-88.97</b>	-145.46	-249.92	33	0.00	rar1_nl

SLE - FREQUENTE		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-88.97	138.51	<b>236.02</b>	36	0.00	fre1_nl
M3	min	-88.97	-138.51	<b>-236.02</b>	33	0.00	fre1_nl
V2	max	-88.97	<b>138.51</b>	236.02	36	0.00	fre1_nl
V2	min	-88.97	<b>-138.51</b>	-236.02	33	0.00	fre1_nl
P	max	<b>-9.00</b>	0.00	0.00	33	4.00	fre1_nl
P	min	<b>-88.97</b>	-138.51	-236.02	33	0.00	fre1_nl

SLE - Q.P.		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-88.97	110.70	<b>180.40</b>	36	0.00	qpe1_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-88.97	-110.70	<b>-180.40</b>	33	0.00	qpe1_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-88.97	<b>110.70</b>	180.40	36	0.00	qpe1_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-88.97	<b>-110.70</b>	-180.40	33	0.00	qpe1_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-9.00</b>	0.00	0.00	33	4.00	qpe1_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-88.97</b>	-110.70	-180.40	33	0.00	qpe1_nl

### 18.7.1 Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO			
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio $V_{Rd}$ di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$			
$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Sollecitazioni Agenti:		$V_{Ed}$	233 kN
		$N_{Ed}$	89 kN
Calcestruzzo	<b>C32/40</b>	$R_{ck}$	40 N/mm <sup>2</sup>
		$f_{ck}$	33.2 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	18.81 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		$\gamma_c$	1.5
Altezza sezione		h	800 mm
Copriferro		c	59 mm
Larghezza minima della sezione (in mm)		$b_w$	1000 mm
Altezza utile della sezione (in mm)		d	741 mm
Area Calcestruzzo		$A_c$	800000 mm <sup>2</sup>
Armatura longitudinale tesa	n	10	$\emptyset$ 18 mm
		$A_{sl}$	2543.4 mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		$\rho_1$	0.0034 ? 0.02 <b>ok</b>
Tensione media di compressione nella sezione		$\sigma_{cp}$	0.1113 ? 0.2 $f_{cd}$ <b>ok</b>
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	1.52 ? 2 <b>ok</b>
$v_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$		$v_{\min}$	0.27
		$V_{Rd}$	316.42 kN
<b>Verifica:</b>		$V_{Rd} > V_{Ed}$	<b>VERIFICATA</b>

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA</b>					
	MURI D'ALA VIADOTTI MU14 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU1400 001	REV. B

La verifica risulta soddisfatta, la sezione non necessita di armature a taglio.

### 18.7.2 Verifica in condizioni statiche

#### CALCOLO COPRIFERRO - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC

##### Dati Assegnati:

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	20	[mm]
Diametro staffe:	14	[mm]
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
Condizioni ambientali:	Aggressive	
Vita nominale costruzione:	75	[anni]

Tolleranza di posa:	10	[mm]
---------------------	----	------

##### Copriferro staffe:

Copriferro nominale Netto Staffe:	60	[mm]
-----------------------------------	----	------

##### Copriferro barre longitudinali:

Copriferro nominale Netto barre longitudinali:	74	[mm]
--	----	------

**Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale: 84 [mm] Dato da assegnare nell'input delle sezioni**

#### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333458	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	30.23	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	176.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	176.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	128.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:		4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. a rottura ftk:		4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. a snerv. di progetto fyd:		3913.0	daN/cm <sup>2</sup>

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	162 di 178

Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3375.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	10Ø20	(31.4 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	10Ø20	(31.4 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	8.4	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	8.4	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione  
MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	12012	35172	20354	0
2	12012	-35172	-20354	0
3	900	0	0	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	8897	24992
2	8897	-24992
3	8897	24992
4	900	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	8897	23602 (41643)
2	8897	-23602 (-41643)
3	8897	23602 (41643)
4	900	0 (0)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	163 di 178

N°Comb.	N	Mx
1	8897	18040 (42402)
2	8897	-18040 (-42402)
3	8897	18040 (42402)
4	900	0 (0)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.0	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	12012	35172	12012	87590	2.490	71.3	0.12	0.70	31.4 (12.5)
2	S	12012	-35172	12012	-87590	2.490	8.7	0.12	0.70	31.4 (12.5)
3	S	900	0	877	84018	9999.000	71.6	0.12	0.70	31.4 (12.5)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	80.0	0.00012	71.6	-0.02533	8.4
2	0.00350	0.0	0.00012	8.4	-0.02533	71.6
3	0.00350	80.0	0.00000	71.6	-0.02629	8.4

### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23) NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	164 di 178

Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	20354	33296	71.6	100.0	0.0044	0.2
2	S	-20354	33296	71.6	100.0	0.0044	0.2
3	S	0	31683	71.6	100.0	0.0044	0.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
	(D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	31.6	80.0	0.0	58.4	-1097	71.6	19.5	1946	31.4	9.2
2	S	31.6	0.0	0.0	21.6	-1097	8.4	19.5	1946	31.4	9.2
3	S	31.6	80.0	0.0	58.4	-1097	71.6	19.5	1946	31.4	9.2
4	S	0.1	0.0	0.1	80.0	2	8.4	0.0	1946	0.0	0.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compressione: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00064	0.00024	0.50	0.60	0.000329 (0.000329)	462	0.152 (990.00)	41509
2	S	-0.00064	0.00024	0.50	0.60	0.000329 (0.000329)	462	0.152 (990.00)	-41509
3	S	-0.00064	0.00024	0.50	0.60	0.000329 (0.000329)	462	0.152 (990.00)	41509
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	29.9	80.0	0.0	58.2	-1028	71.6	19.4	1941	31.4	9.2
2	S	29.9	0.0	0.0	21.8	-1028	8.4	19.4	1941	31.4	9.2
3	S	29.9	80.0	0.0	58.2	-1028	71.6	19.4	1941	31.4	9.2
4	S	0.1	0.0	0.1	80.0	2	8.4	0.0	2175	0.0	0.0

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00060	0.00022	0.50	0.60	0.000308 (0.000308)	462	0.142 (0.20)	41643
2	S	-0.00060	0.00022	0.50	0.60	0.000308 (0.000308)	462	0.142 (0.20)	-41643
3	S	-0.00060	0.00022	0.50	0.60	0.000308 (0.000308)	462	0.142 (0.20)	41643

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	165 di 178

4	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0
---	---	---------	---------	------	------	------	------	------	------	---

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	23.0	80.0	0.0	57.5	-755	71.6	19.2	1918	31.4	9.2
2	S	23.0	0.0	0.0	22.5	-755	8.4	19.2	1918	31.4	9.2
3	S	23.0	80.0	0.0	57.5	-755	71.6	19.2	1918	31.4	9.2
4	S	0.1	0.0	0.1	80.0	2	8.4	0.0	2175	0.0	0.0

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00044	0.00017	0.50	0.40	0.000227 (0.000227)	459	0.104 (0.20)	42402
2	S	-0.00044	0.00017	0.50	0.40	0.000227 (0.000227)	459	0.104 (0.20)	-42402
3	S	-0.00044	0.00017	0.50	0.40	0.000227 (0.000227)	459	0.104 (0.20)	42402
4	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0

## 18.7.3 Verifica in condizioni sismiche

### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Resistenze in campo sostanzialmente elastico

Normativa di riferimento:

N.T.C.

Tipologia sezione:

Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe

Forma della sezione:

Rettagolare

Percorso sollecitazione:

A Sforzo Norm. costante

Riferimento Sforzi assegnati:

Assi x,y principali d'inerzia

Riferimento alla sismicità:

Zona non sismica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30 daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	333458 daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Resis. media a trazione fctm:	30.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	2000000 daN/cm <sup>2</sup>	
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	10Ø20	(31.4 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	10Ø20	(31.4 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	8.4	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	8.4	cm

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	166 di 178

Coprif.Lat. (dal baric.barre): 5.0 cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	Vy	MT
N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			
MT	Momento torcente [daN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	8897	47362	23263	0
2	8897	-17242	-10715	0
3	900	54	120	0
4	8897	-15379	-9886	0

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.0 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.0 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	8897	47362	8906	82500	1.742	61.0	0.27	0.77	31.4 (12.4)
2	S	8897	-17242	8906	-82500	4.785	19.0	0.27	0.77	31.4 (12.4)
3	S	900	54	879	80038	1482.182	61.6	0.26	0.76	31.4 (12.4)
4	S	8897	-15379	8906	-82500	5.364	19.0	0.27	0.77	31.4 (12.4)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione					
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)					
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)					
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00071	80.0	0.00039	71.6	-0.00196	8.4
2	0.00071	0.0	0.00039	8.4	-0.00196	71.6
3	0.00068	80.0	0.00037	71.6	-0.00196	8.4
4	0.00071	0.0	0.00039	8.4	-0.00196	71.6

**VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)**

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm <sup>2</sup> ]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	23263	32877	71.6	100.0	0.0044	0.1
2	S	-10715	32877	71.6	100.0	0.0044	0.1
3	S	120	31683	71.6	100.0	0.0044	0.0
4	S	-9886	32877	71.6	100.0	0.0044	0.1

### 18.8 VERIFICA SOLETTA INFERIORE

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime derivanti dalle analisi utilizzate nelle successive verifiche.

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	295.01	19.36	<b>-912.43</b>	2	0.00	sis1_nl
M3	min	308.48	142.49	<b>-1899.08</b>	28	0.50	sis3_nl
V2	max	308.48	<b>225.15</b>	-1550.27	18	0.50	sis3_nl
V2	min	316.83	<b>-35.85</b>	-972.47	4	0.00	sis2_nl
P	max	<b>316.83</b>	-33.82	-965.06	2	0.00	sis2_nl
P	min	<b>295.01</b>	19.36	-912.43	2	0.00	sis1_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	350.01	69.51	<b>-1048.72</b>	14	0.50	slu4_nl
M3	min	545.14	-80.78	<b>-1737.52</b>	2	0.00	slu11_nl
V2	max	447.66	<b>149.70</b>	-1391.61	26	0.50	slu6_nl
V2	min	545.14	<b>-187.49</b>	-1641.20	4	0.00	slu8_nl
P	max	<b>545.14</b>	-104.15	-1726.96	4	0.00	slu11_nl
P	min	<b>350.01</b>	-75.80	-1087.95	2	0.00	slu4_nl

SLE -		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	393.52	54.85	<b>-1172.29</b>	14	0.50	rar1_nl
M3	min	393.52	77.55	<b>-1242.22</b>	28	0.50	rar1_nl
V2	max	393.52	<b>87.80</b>	-1215.95	24	0.50	rar1_nl
V2	min	393.52	<b>-88.20</b>	-1227.70	4	0.00	rar1_nl
P	max	<b>393.52</b>	-81.00	-1199.19	8	0.00	rar1_nl
P	min	<b>393.52</b>	-81.08	-1241.10	2	0.00	rar1_nl

SLE - FREQUENTE		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	380.05	54.05	<b>-1129.13</b>	14	0.50	fre1_nl
M3	min	380.05	72.65	<b>-1191.52</b>	28	0.50	fre1_nl
V2	max	380.05	<b>83.86</b>	-1168.80	24	0.50	fre1_nl
V2	min	380.05	<b>-83.74</b>	-1178.89	4	0.00	fre1_nl
P	max	<b>380.05</b>	-76.19	-1190.41	2	0.00	fre1_nl
P	min	<b>380.05</b>	-76.19	-1190.41	2	0.00	fre1_nl

SLE - Q.P.		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	326.18	50.86	<b>-956.52</b>	14	0.50	qpe1_nl
M3	min	326.18	53.07	<b>-988.74</b>	28	0.50	qpe1_nl
V2	max	326.18	<b>68.10</b>	-980.18	24	0.50	qpe1_nl
V2	min	326.18	<b>-65.94</b>	-983.63	4	0.00	qpe1_nl
P	max	<b>326.18</b>	-56.60	-987.62	2	0.00	qpe1_nl
P	min	<b>326.18</b>	-56.60	-987.62	2	0.00	qpe1_nl

### 18.8.1 Verifica a taglio

#### VERIFICA A TAGLIO

##### Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

Sollecitazioni Agenti:

$V_{Ed}$  225 kN  
 $N_{Ed}$  308 kN

Calcestruzzo

**C32/40**

$R_{ck}$  40 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  33.2 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{cd}$  18.81 N/mm<sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$\gamma_c$  1.5

Altezza sezione

$h$  1300 mm

Copriferro

$c$  87 mm

Larghezza minima della sezione (in mm)

$b_w$  1000 mm

Altezza utile della sezione (in mm)

$d$  1213 mm

Area Calcestruzzo

$A_c$  1300000 mm<sup>2</sup>

Armatura longitudinale tesa

n 15

$\emptyset$  24 mm

$A_{sl}$  6782.4 mm<sup>2</sup>

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

$\rho_1$  0.0056 ? 0.02 ok

Tensione media di compressione nella sezione

$\sigma_{cp}$  0.2369 ? 0.2  $f_{cd}$  ok

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

$k$  1.41 ? 2 ok

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

$v_{\min}$  0.25

$V_{Rd}$  585.02 kN

Verifica:

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**VERIFICATA**

La verifica risulta soddisfatta, la sezione non necessita di armature a taglio.

### 18.8.2 Verifica in condizioni statiche

#### CALCOLO COPRIFERRO - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC

##### Dati Assegnati:

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	24	[mm]
Diametro staffe:	18	[mm]
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
Condizioni ambientali:	Aggressive	
Vita nominale costruzione:	75	[anni]

Tolleranza di posa:	10	[mm]
---------------------	----	------

##### Copriferro staffe:

Copriferro nominale Netto Staffe:	60	[mm]
-----------------------------------	----	------

##### Copriferro barre longitudinali:

Copriferro nominale Netto barre longitudinali:	78	[mm]
--	----	------

**Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale: 90 [mm] Dato da assegnare nell'input delle sezioni**

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	181.30	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333458	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	30.23	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	176.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	176.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	128.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>	

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	171 di 178

Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3375.0 daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	130.0
3	50.0	130.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-45.0	9.0	24
2	-45.0	121.0	24
3	45.0	121.0	24
4	45.0	9.0	24
5	-40.0	13.8	24
6	40.0	13.8	24
7	-45.0	116.2	24
8	45.0	116.2	24

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N° Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N° Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N° Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N° Gen.	N° Barra Ini.	N° Barra Fin.	N° Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	3	2	8	24
3	5	6	3	24
4	7	8	8	24

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ. d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ. d'inerzia x

N° Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	-104872	0	6951	0
2	0	-173752	0	-8078	0
3	0	-139161	0	14970	0

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	172 di 178

4	0	-164120	0	-18749	0
5	0	-172696	0	-10415	0
6	0	-108795	0	-7580	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	-117229	0
2	0	-124222	0
3	0	-121595	0
4	0	-122770	0
5	0	-119919	0
6	0	-124110	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	-112913 (-119335)	0 (0)
2	0	-119152 (-119335)	0 (0)
3	0	-116880 (-119335)	0 (0)
4	0	-117889 (-119335)	0 (0)
5	0	-119041 (-119335)	0 (0)
6	0	-119041 (-119335)	0 (0)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	-95652 (-119335)	0 (0)
2	0	-98874 (-119335)	0 (0)
3	0	-98018 (-119335)	0 (0)
4	0	-98363 (-119335)	0 (0)
5	0	-98762 (-119335)	0 (0)
6	0	-98762 (-119335)	0 (0)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.8 cm

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	173 di 178

Interfero netto minimo barre longitudinali: 2.4 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)  
 Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	-104872	0	0	-393624	0	3.75	90.5(21.1)
2	S	0	-173752	0	0	-393624	0	2.27	90.5(21.1)
3	S	0	-139161	0	0	-393624	0	2.83	90.5(21.1)
4	S	0	-164120	0	0	-393624	0	2.40	90.5(21.1)
5	S	0	-172696	0	0	-393624	0	2.28	90.5(21.1)
6	S	0	-108795	0	0	-393624	0	3.62	90.5(21.1)

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.123	-50.0	0.0	0.00138	-45.0	9.0	-0.02501	-45.0	121.0
2	0.00350	0.123	-50.0	0.0	0.00138	-45.0	9.0	-0.02501	-45.0	121.0
3	0.00350	0.123	-50.0	0.0	0.00138	-45.0	9.0	-0.02501	-45.0	121.0
4	0.00350	0.123	-50.0	0.0	0.00138	-45.0	9.0	-0.02501	-45.0	121.0
5	0.00350	0.123	-50.0	0.0	0.00138	-45.0	9.0	-0.02501	-45.0	121.0
6	0.00350	0.123	-50.0	0.0	0.00138	-45.0	9.0	-0.02501	-45.0	121.0

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000235638	0.003500000	0.123	0.700
2	0.000000000	-0.000235638	0.003500000	0.123	0.700
3	0.000000000	-0.000235638	0.003500000	0.123	0.700
4	0.000000000	-0.000235638	0.003500000	0.123	0.700
5	0.000000000	-0.000235638	0.003500000	0.123	0.700
6	0.000000000	-0.000235638	0.003500000	0.123	0.700

### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

**MURI D'ALA VIADOTTI MU14**  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	174 di 178

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm <sup>2</sup> ]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	6951	58852	121.0	100.0	0.0075	0.0
2	S	8078	58852	121.0	100.0	0.0075	0.0
3	S	14970	58852	121.0	100.0	0.0075	0.0
4	S	18749	58852	121.0	100.0	0.0075	0.0
5	S	10415	58852	121.0	100.0	0.0075	0.0
6	S	7580	58852	121.0	100.0	0.0075	0.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	40.6	-50.0	0.0	-1256	-35.0	121.0	2850	90.5
2	S	43.0	-50.0	0.0	-1331	-35.0	121.0	2850	90.5
3	S	42.1	-50.0	0.0	-1303	-35.0	121.0	2850	90.5
4	S	42.5	50.0	0.0	-1316	-35.0	121.0	2850	90.5
5	S	41.5	-50.0	0.0	-1285	-35.0	121.0	2850	90.5
6	S	43.0	-50.0	0.0	-1330	-35.0	121.0	2850	90.5

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00070	0	0.500	24.0	78	0.00038 (0.00038)	394	0.148 (0.20)	-119335	0
2	S	-0.00074	0	0.500	24.0	78	0.00040 (0.00040)	394	0.157 (0.20)	-119335	0
3	S	-0.00072	0	0.500	24.0	78	0.00039 (0.00039)	394	0.154 (0.20)	-119335	0
4	S	-0.00073	0	0.500	24.0	78	0.00039 (0.00039)	394	0.155 (0.20)	-119335	0
5	S	-0.00071	0	0.500	24.0	78	0.00039 (0.00039)	394	0.152 (0.20)	-119335	0
6	S	-0.00074	0	0.500	24.0	78	0.00040 (0.00040)	394	0.157 (0.20)	-119335	0

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	175 di 178

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	39.1	-50.0	0.0	-1210	-35.0	121.0	2850	90.5
2	S	41.2	50.0	0.0	-1277	-35.0	121.0	2850	90.5
3	S	40.5	-50.0	0.0	-1253	-35.0	121.0	2850	90.5
4	S	40.8	-50.0	0.0	-1263	-35.0	121.0	2850	90.5
5	S	41.2	-50.0	0.0	-1276	-35.0	121.0	2850	90.5
6	S	41.2	-50.0	0.0	-1276	-35.0	121.0	2850	90.5

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00067	0	0.500	24.0	78	0.00036 (0.00036)	394	0.143 (0.20)	-119335	0
2	S	-0.00071	0	0.500	24.0	78	0.00038 (0.00038)	394	0.151 (0.20)	-119335	0
3	S	-0.00070	0	0.500	24.0	78	0.00038 (0.00038)	394	0.148 (0.20)	-119335	0
4	S	-0.00070	0	0.500	24.0	78	0.00038 (0.00038)	394	0.149 (0.20)	-119335	0
5	S	-0.00071	0	0.500	24.0	78	0.00038 (0.00038)	394	0.151 (0.20)	-119335	0
6	S	-0.00071	0	0.500	24.0	78	0.00038 (0.00038)	394	0.151 (0.20)	-119335	0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	33.1	-50.0	0.0	-1025	-35.0	121.0	2850	90.5
2	S	34.2	-50.0	0.0	-1060	-35.0	121.0	2850	90.5
3	S	33.9	-50.0	0.0	-1050	-35.0	121.0	2850	90.5
4	S	34.0	-50.0	0.0	-1054	-35.0	121.0	2850	90.5
5	S	34.2	-50.0	0.0	-1058	-35.0	121.0	2850	90.5
6	S	34.2	-50.0	0.0	-1058	-35.0	121.0	2850	90.5

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00057	0	0.500	24.0	78	0.00031 (0.00031)	394	0.121 (0.20)	-119335	0
2	S	-0.00059	0	0.500	24.0	78	0.00032 (0.00032)	394	0.125 (0.20)	-119335	0
3	S	-0.00058	0	0.500	24.0	78	0.00032 (0.00032)	394	0.124 (0.20)	-119335	0
4	S	-0.00059	0	0.500	24.0	78	0.00032 (0.00032)	394	0.125 (0.20)	-119335	0
5	S	-0.00059	0	0.500	24.0	78	0.00032 (0.00032)	394	0.125 (0.20)	-119335	0
6	S	-0.00059	0	0.500	24.0	78	0.00032 (0.00032)	394	0.125 (0.20)	-119335	0

**18.8.3 Verifica in condizioni sismiche**

**DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.**

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	181.30 daN/cm <sup>2</sup>

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	176 di 178

Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	333458	daN/cm <sup>2</sup>
Resis. media a trazione fctm:	30.00	daN/cm <sup>2</sup>

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	130.0
3	50.0	130.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	9.0	24
2	-45.0	121.0	24
3	45.0	121.0	24
4	45.0	9.0	24
5	-40.0	13.8	24
6	40.0	13.8	24
7	-45.0	116.2	24
8	45.0	116.2	24

### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	2	3	8	24
3	5	6	3	24
4	7	8	8	24

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	177 di 178

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
Vy con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	-91243	0	1936	0
2	0	-189908	0	14249	0
3	0	-155027	0	22515	0
4	0	-97247	0	-3585	0
5	0	-96506	0	-3382	0
6	0	-91243	0	1936	0

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.8 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.4 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)  
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	-91243	0	0	-365307	0	4.00	90.5(21.0)
2	S	0	-189908	0	0	-365307	0	1.92	90.5(21.0)
3	S	0	-155027	0	0	-365307	0	2.36	90.5(21.0)
4	S	0	-97247	0	0	-365307	0	3.76	90.5(21.0)
5	S	0	-96506	0	0	-365307	0	3.79	90.5(21.0)
6	S	0	-91243	0	0	-365307	0	4.00	90.5(21.0)

### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00088	0.311	-50.0	0.0	0.00067	-45.0	9.0	-0.00196	-45.0	121.0
2	0.00088	0.311	-50.0	0.0	0.00067	-45.0	9.0	-0.00196	-45.0	121.0
3	0.00088	0.311	-50.0	0.0	0.00067	-45.0	9.0	-0.00196	-45.0	121.0
4	0.00088	0.311	-50.0	0.0	0.00067	-45.0	9.0	-0.00196	-45.0	121.0
5	0.00088	0.311	-50.0	0.0	0.00067	-45.0	9.0	-0.00196	-45.0	121.0

MURI D'ALA VIADOTTI MU14  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU1400 001	B	178 di 178

6	0.00088	0.311	-50.0	0.0	0.00067	-45.0	9.0	-0.00196	-45.0	121.0
---	---------	-------	-------	-----	---------	-------	-----	----------	-------	-------

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c           Coeff. a, b, c, nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d               Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid.            Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000023480	0.000884578	0.311	0.829
2	0.000000000	-0.000023480	0.000884578	0.311	0.829
3	0.000000000	-0.000023480	0.000884578	0.311	0.829
4	0.000000000	-0.000023480	0.000884578	0.311	0.829
5	0.000000000	-0.000023480	0.000884578	0.311	0.829
6	0.000000000	-0.000023480	0.000884578	0.311	0.829

### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver               S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
Ved              Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
Vwct             Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
d                 Altezza utile sezione [cm]  
bw               Larghezza minima sezione [cm]  
Ro               Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]  
Scp              Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	1936	58852	121.0	100.0	0.0075	0.0
2	S	14249	58852	121.0	100.0	0.0075	0.0
3	S	22515	58852	121.0	100.0	0.0075	0.0
4	S	3585	58852	121.0	100.0	0.0075	0.0
5	S	3382	58852	121.0	100.0	0.0075	0.0
6	S	1936	58852	121.0	100.0	0.0075	0.0