

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO**

**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA**

**U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**TRATTA CALTANISSETTA XIRBI - NUOVA ENNA (LOTTO 4A)**

Opere di sostegno viabilità

NV94: Muro ad U MU21B

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

RS3U 40 D 29 CL MU21B0 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoil - Edin	Gen-2020	M.Arcangeli	Gen-2020	A.Barreca	Gen-2020	F.Arduini Gen-2020



## INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
3	MATERIALI .....	7
3.1	CALCESTRUZZO .....	7
3.2	ACCIAIO B450C.....	7
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	10
4.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO.....	10
4.2	STRATIGRAFIA .....	10
4.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	10
4.1	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	10
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....	12
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO .....	12
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	12
6	SOFTWARE DI CALCOLO .....	16
6.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO ADOTTATI .....	16
6.2	UNITÀ DI MISURA .....	16
6.3	GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE .....	16
6.4	VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO .....	16
6.5	CARATTERISTICHE DELL'ELABORAZIONE.....	17

6.6	GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI .....	17
6.7	PROGRAMMI DI SERVIZIO .....	17
7	MURO DI SOTEGNO SEZIONE AD “U” .....	18
7.1	GEOMETRIA .....	19
7.2	MODELLO DI CALCOLO .....	19
7.3	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE MOLLE.....	21
7.4	ANALISI DEI CARICHI.....	22
7.4.1	<i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati</i> .....	22
7.4.2	<i>Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente</i> .....	22
7.4.3	<i>Carichi mobili verticali</i> .....	23
7.4.4	<i>Spinta del sovraccarico sul rilevato</i> .....	23
7.4.5	<i>Variazione termica</i> .....	24
7.5	AZIONE SISMICA INERZIALE.....	25
7.6	SPINTA SISMICA TERRENO .....	26
8	COMBINAZIONI DI CARICO .....	27
8.1	COMBINAZIONE DEI CARICHI .....	28
9	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI .....	32
10	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. ....	36
10.1	VERIFICA SOLETTA INFERIORE.....	36
10.2	VERIFICA PIEDRITTI .....	40
10.3	TABELLA RIASSUNTIVA ARMATURE .....	44



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA  
TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4a)  
OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'

NV94 – Muro ad U MU21B  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	4 di 51

11 VERIFICA GEOTECNICA.....46

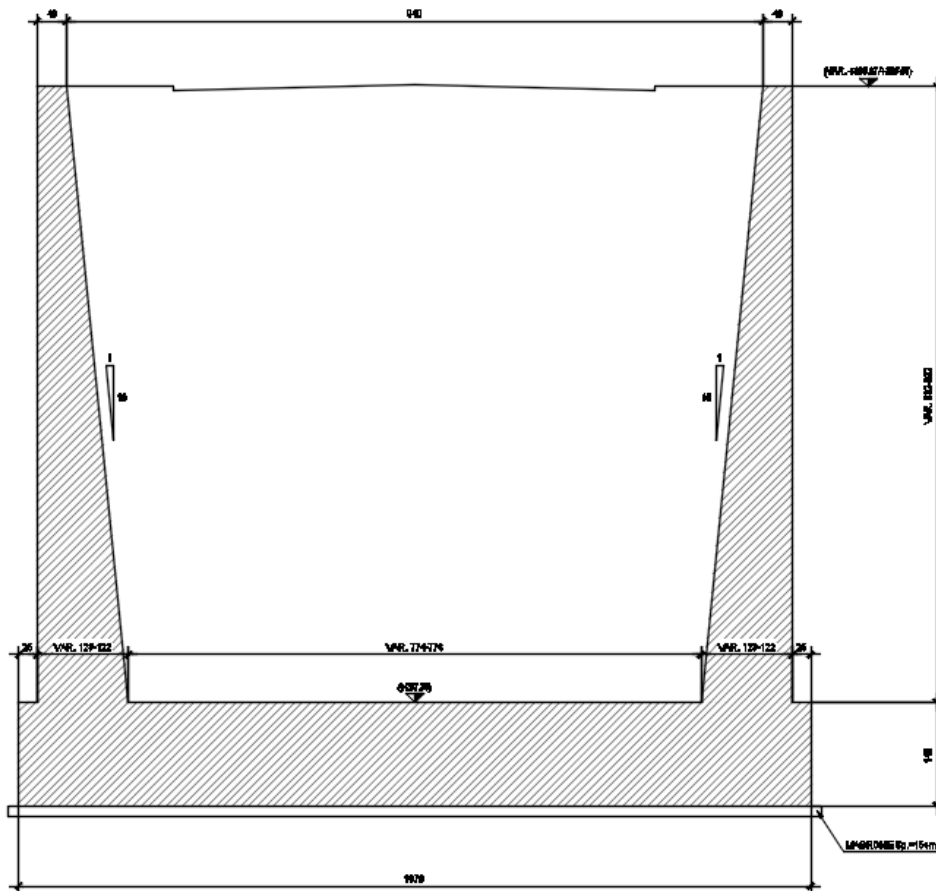
## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) del muro di sostegno in appoggio al viadotto.

La sezione trasversale ha una larghezza interna di  $L_{int} = 8.72$  m ed un'altezza netta di  $H_{int} = 11.01$  m; lo spessore della platea di fondazione è di  $S_f = 1.60$  m, lo spessore dei piedritti è di  $S_p = 1.41$  m.

Nell'immagine seguente si riportano una sezione trasversale dell'opera.

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



**Fig. 1** – Sezione trasversale dell'opera

	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4a)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'</b>					
	NV94 – Muro ad U MU21B Relazione di calcolo	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU210B 001	REV. A

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

- L. n. 64 del 2/2/1974“Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- L. n. 1086 del 5/11/1971“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18;
- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche 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.
- RFI DTC SI MA IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- RFI DTC SI SP IFS 001 B – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- CNR-DT207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

### 3 MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo

Per le strutture in elevazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC3

**C30/37:**  $f_{ck} \geq 30$  MPa  $R_{ck} \geq 37$  MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

##### Classe di resistenza:

##### C30/37

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	37	$N/mm^2$
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	30.71	$N/mm^2$
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	38.71	$N/mm^2$
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.94	$N/mm^2$
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.53	$N/mm^2$
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33019	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.06	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.82	$N/mm^2$
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	17.4	$N/mm^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.37	$N/mm^2$
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	30.7	$N/mm^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.06	$N/mm^2$
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	18.43	$N/mm^2$
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	13.82	$N/mm^2$

#### 3.2 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 450$  MPa;

Tensione di progetto:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$

in cui  $\gamma_m = 1.15$   $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3$  MPa;

Modulo Elastico  $E_s = 210'000$  MPa.



 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4a)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'</b>					
	NV94 – Muro ad U MU21B Relazione di calcolo	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU210B 001	REV. A

### 3.3 Verifica S.L.E.

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 attesa, secondo quanto di seguito specificato

#### 3.3.1 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 "RFI DTC SI MA IFS 001 B del 2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili", ovvero:

##### 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  $0,75 f_{yk}$

#### 3.3.2 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:

 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4a)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'</b>					
	NV94 – Muro ad U MU21B Relazione di calcolo	COMMESSA <b>RS3U</b>	LOTTO <b>40 D 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>MU210B 001</b>	REV. <b>A</b>

**Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali**

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

**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

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 dal “*Manuale di Progettazione delle Opere Civili*” secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 17.1.2018, 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)  $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura del D.M. 17.1.2018, in accordo a quanto previsto al punto ” C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione” della Circolare n.7/19.

## 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

### 4.1 Terreno di ricoprimento/rinterro

Per il terreno di ricoprimento dell'opera sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche :

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata

### 4.2 Stratigrafia

La stratigrafia lungo lo sviluppo del viadotto è indicata nella seguente tabella:

	zi [m]	zf[m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Dr [%]	c' [kPa]	$\varphi'$ [°]	$\varphi'$ res [°]	Eop[MPa]	cu	Eu	Emr0	Emr	K(m/s)
a	0	10	20			33		80	150				
TRV	10		20						200				

### 4.3 Categoria di sottosuolo

Dalle indagini condotte si evince una categoria di suolo pari a 'C'.

#### 4.1 Interazione terreno-struttura

Di seguito sono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti l'interazione terreno-struttura relativamente all'opera in esame.

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo (formula di Vesic)

$$k = \frac{0.65 E}{1 - \nu^2} * \sqrt[1.2]{\frac{Eb^4}{(E_c J)_{fond}}}$$

dove:

- h = altezza della trave;

NV94 – Muro ad U MU21B  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	11 di 51

- $b$  = dimensione trasversale della trave;
- $J$  = inerzia della trave;
- $E_c$  = modulo di elasticità del calcestruzzo
- $\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno;
- $E$  = modulo elastico medio del terreno sottostante.

$$E = 80000 \text{ kN/m}^2$$

$$n = 0.3$$

$$B = 11.5 \text{ m}$$

$$L = 10.00 \text{ m}$$

$$L/B = 0.87$$

$$c_t = 0.78$$

$$K_w = 9811 \text{ kN/m}^3$$

Cautelativamente si limita, ai fini del calcolo, il valore della costante di sottofondo a circa  $9000 \text{ kN/m}^3$ .

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4a) <b>OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'</b>					
	NV94 – Muro ad U MU21B Relazione di calcolo	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU210B 001	REV. A

## 5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018.

### 5.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale ( $V_N$ ), 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, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso ( $C_U$ )

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale:  $V_N = 50$  anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità  $V < 250$  Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe II a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II):  $C_U = 1.0$ .

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutati in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a  $V_R = 50 \times 1.0 = 50$  anni

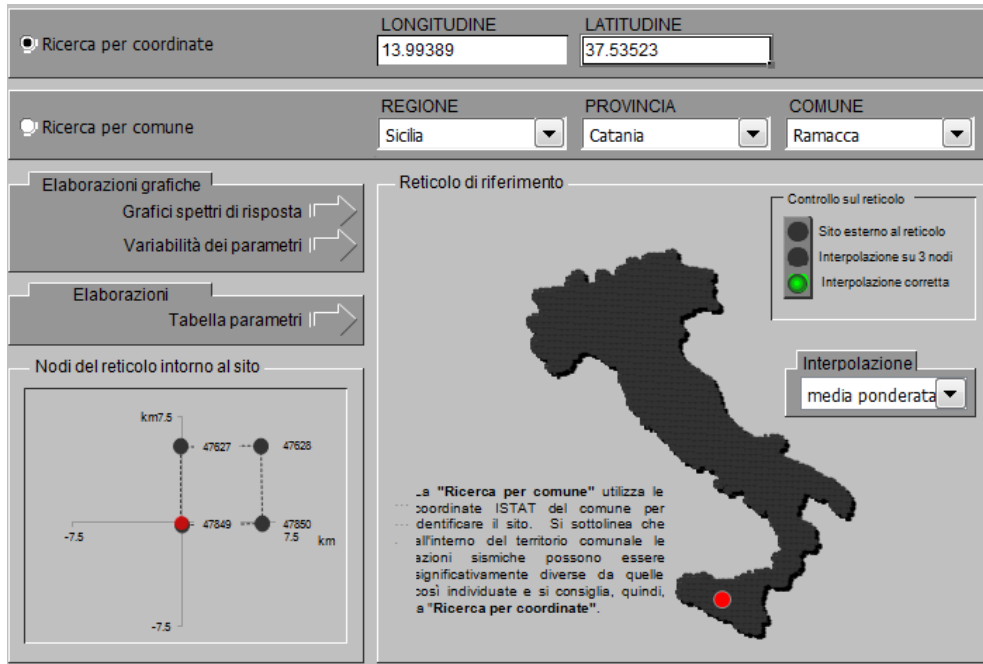
### 5.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17-01-2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica /  $V_R$ ) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

- Categoria sottosuolo **C**

In accordo a quanto riportato nelle Norme Tecniche per le costruzioni, si ottiene per il sito in esame:

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17.01.18, si ottiene per il sito in esame:



LONGITUDINE: 13.99389    LATITUDINE: 37.53523

REGIONE: Sicilia    PROVINCIA: Catania    COMUNE: Ramacca

Elaborazioni grafiche:  
Grafici spettri di risposta  
Variabilità dei parametri

Elaborazioni:  
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

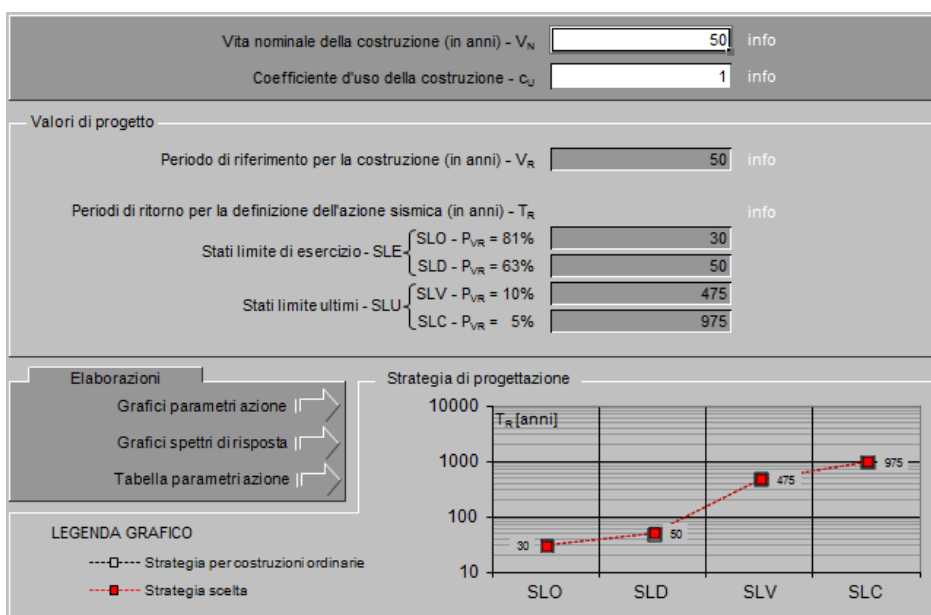
Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:  
● Sito esterno al reticolo  
● Interpolazione su 3 nodi  
● Interpolazione corretta

Interpolazione:  
media ponderata

...a "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, a "Ricerca per coordinate".

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



Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$ : 50 info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$ : 1 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$ : 50 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$ : info

Stati limite di esercizio - SLE: SLO -  $P_{VR} = 81\%$ : 30  
SLD -  $P_{VR} = 63\%$ : 50

Stati limite ultimi - SLU: SLV -  $P_{VR} = 10\%$ : 475  
SLC -  $P_{VR} = 5\%$ : 975

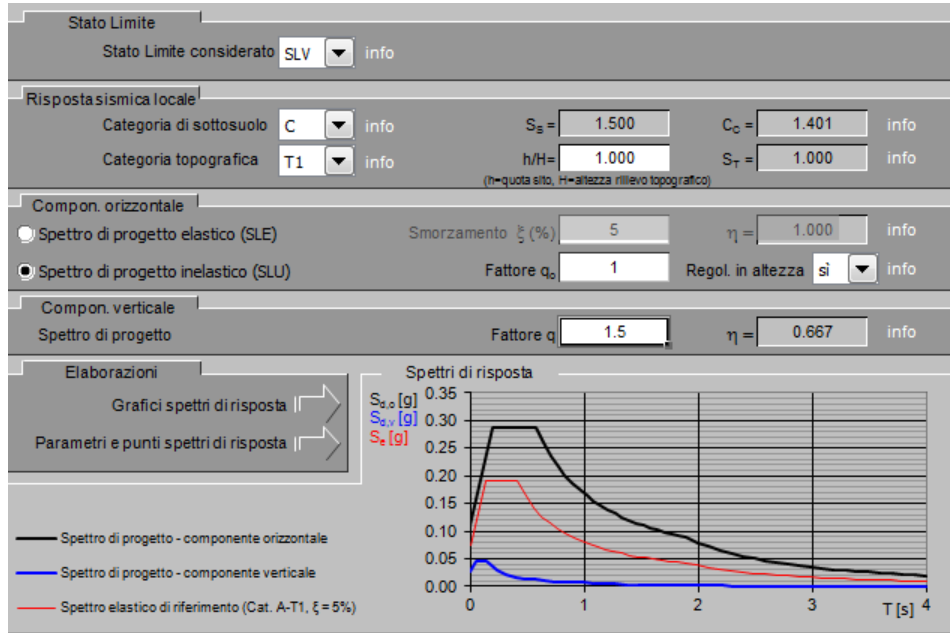
Elaborazioni:  
Grafici parametri azione  
Grafici spettri di risposta  
Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

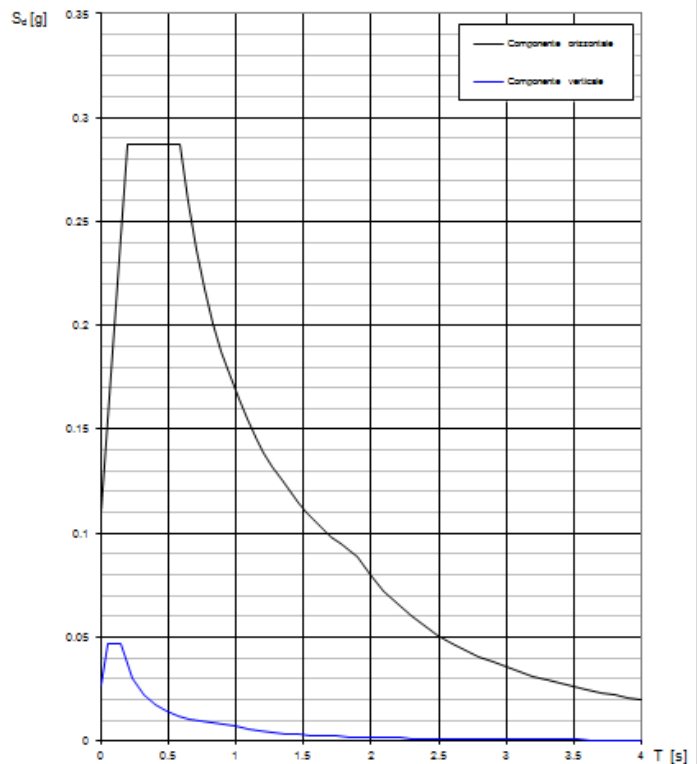
LEGENDA GRAFICO:  
---□--- Strategia per costruzioni ordinarie  
- - - ■ - - - Strategia scelta

Graph showing  $T_R$  [anni] vs SLO, SLD, SLV, SLC. Values: SLO (30), SLD (50), SLV (475), SLC (975).

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.



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



**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_n$	0.074 g
$F_n$	2.589
$T_c^*$	0.417 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.401
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.195 s
$T_C$	0.585 s
$T_D$	1.896 s



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA  
TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4a)  
OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'

NV94 – Muro ad U MU21B  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	15 di 51

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudo statico, si eseguirà un calcolo elastico assumendo un fattore di struttura unitario. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.



	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4a)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'</b>					
	NV94 – Muro ad U MU21B Relazione di calcolo	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU210B 001	REV. A

## 6 SOFTWARE DI CALCOLO

### 6.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo adottati

Per le analisi delle strutture è stato utilizzato il Sap 2000 v.14.1 prodotto, distribuito ed assistito da Computers and Structures, Inc.1995 University Ave. Berkeley. Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, permette l'analisi elastica lineare e non di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono frame (trave), con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi sono applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Tale programma fornisce in output, oltre a tutte le caratteristiche geometriche e di carico delle strutture, i risultati relativi alle sollecitazioni indotte nelle sezioni degli elementi presenti.

### 6.2 Unità di misura

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: m
- forze: kN
- masse: kN massa
- temperature: gradi centigradi
- angoli: gradi sessadecimali o radianti
- si assume l'uguaglianza  $1 \text{ kN} = 100 \text{ kg}$

### 6.3 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo e' garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

### 6.4 Valutazione della correttezza del modello

Il modello di calcolo adottato e' da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4a) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'					
NV94 – Muro ad U MU21B Relazione di calcolo	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU210B 001	REV. A	FOGLIO 17 di 51

### 6.5 Caratteristiche dell'elaborazione

Tutte le analisi strutturali sono state eseguite su di una workstation dedicata avente le seguenti

caratteristiche tecniche:

- Tipo Intel i7
- Memoria centrale 8 Gb;
- Lunghezza in bit della parola 64 bit;
- Memoria di massa 1 Hard disk da 500 Gb.

### 6.6 Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli

Si ritiene che i risultati ottenuti dalla elaborazione siano accettabili e che le ipotesi poste alla base della formulazione del modello matematico siano valide come dimostrato dal comportamento dei materiali.

All'interno del pacchetto Sap 2000 sono inoltre presente una serie di test per il benchmark del solutore, che consentono di comprovare l'affidabilità del codice di calcolo e paragonare risultati ottenuti con le soluzioni esatte.

### 6.7 Programmi di servizio

Per le verifiche delle sezioni si adotta il programma: "RC-SEC" – Autore GEOSTRU Software. ANALISI DEI CARICHI E FASI

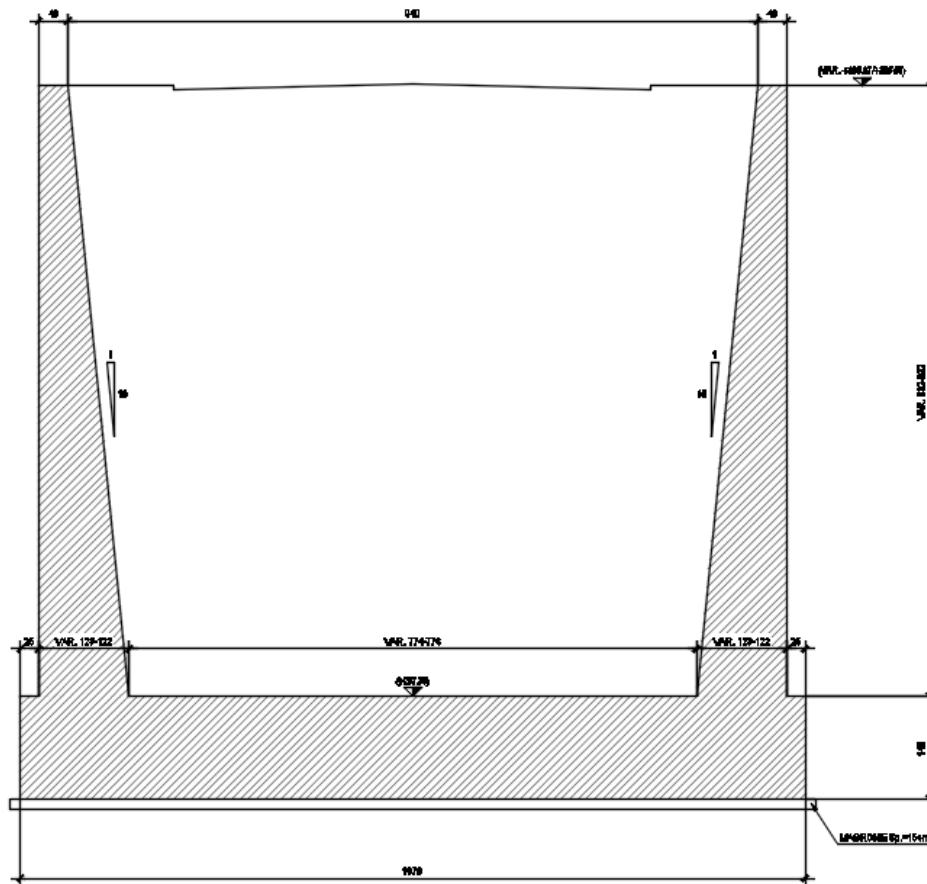
NV94 – Muro ad U MU21B  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	18 di 51

## 7 MURO DI SOSTEGNO SEZIONE AD “U”

La dimensione interna è di 8.72m e l'altezza interna pari a 11.01m, piedritti di spessore 1.41m e soletta inferiore di spessore 1.60m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di lunghezza di 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.



## 7.1 Geometria

DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale scatolare	$L_{tot}$	11.54	m
larghezza utile scatolare	$L_{int}$	8.72	m
larghezza interasse	$L_a$	10.13	m
spessore soletta superiore	$S_s$	0.00	m
spessore piedritti	$S_p$	1.41	m
spessore fondazione	$S_f$	1.60	m
altezza totale scatolare	$H_{tot}$	12.61	m
altezza libera scatolare	$H_{int}$	11.01	m
spessore pacchetto stradale superiore	$H_{psup}$	0.00	m
spessore ricoprimento superiore	$H_{Rsup}$	0.00	m
spessore pacchetto stradale inferiore	$H_{pinf}$	0.13	m
spessore ricoprimento inferiore	$H_{Rinf}$	10.88	m

## 7.2 Modello di calcolo

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello del telaio chiuso su letto di molle alla Winkler.

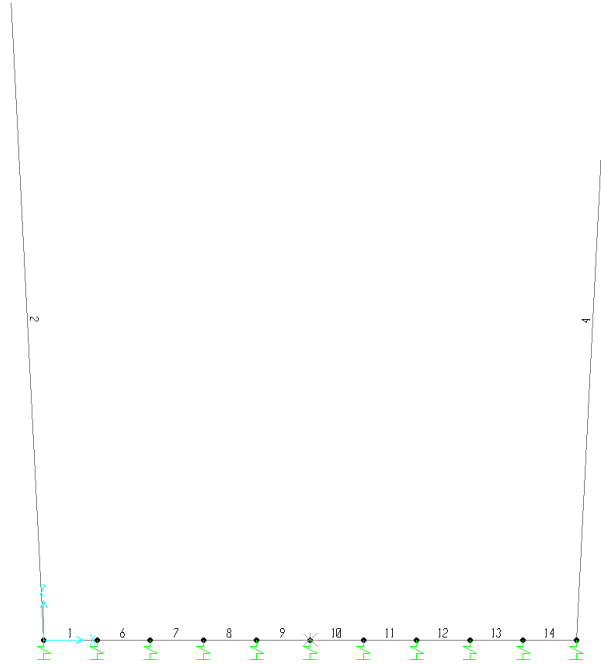
Il modello considerato per l'analisi è quello di sezione di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni da traffico di norma e quelle permanenti. In corrispondenza dei vertici sono state inserite delle zone rigide pari a metà spessore degli elementi.

Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando la schematizzazione alla Winkler con un opportuno coefficiente di sottofondo.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo.

NV94 – Muro ad U MU21B  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	20 di 51



*Numerazione aste*

### 7.3 Valutazione della rigidità delle molle

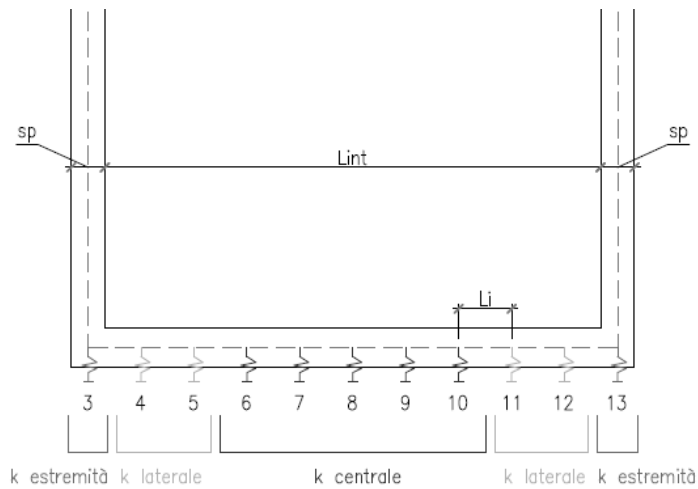
Si considera la fondazione appoggiata su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a  $K= 9000 \text{ kN/mc}$  in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

Interasse molle  $i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10$  [m]

Molle centrali  $k_1 = k * i$  [kN/m]

Molle intermedie  $k_2 = 1.5 * k * i$  [kN/m]

Molle laterali  $k_3 = 2 * k * (i/2 + S_p/2)$  [kN/m]



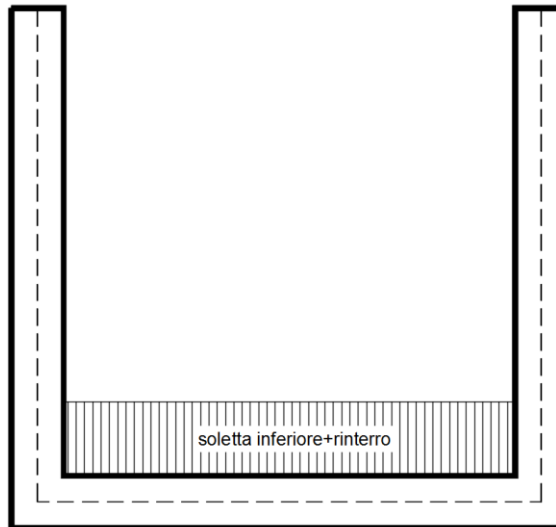
## 7.4 Analisi dei carichi

### 7.4.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	40.00 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>40.00 kN/m</b>

	- Peso pacchetto pavimentazione 13 cm	3.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	217.60 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>220.60 kN/m</b>

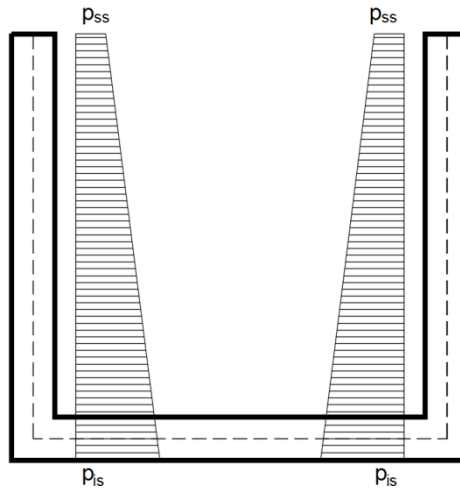
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	35.25 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>35.25 kN/m</b>



### 7.4.2 Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\varphi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidità dell'opera, utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\varphi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0 = 0.43$ . Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

$$\begin{aligned}
 p_{ss} &= K_0 * (H_r + H_p + S_s/2) * \gamma = 0.0 \text{ kN/m} \\
 p_{is} &= p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 100.7 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto e soletta inferiore con valore pari a 83.31 kN.

#### 7.4.3 Carichi mobili verticali

Le azioni variabili del traffico sono considerate pari a  $q_1 = 20 \text{ kN/m}^2$ .

#### 7.4.4 Spinta del sovraccarico sul rilevato

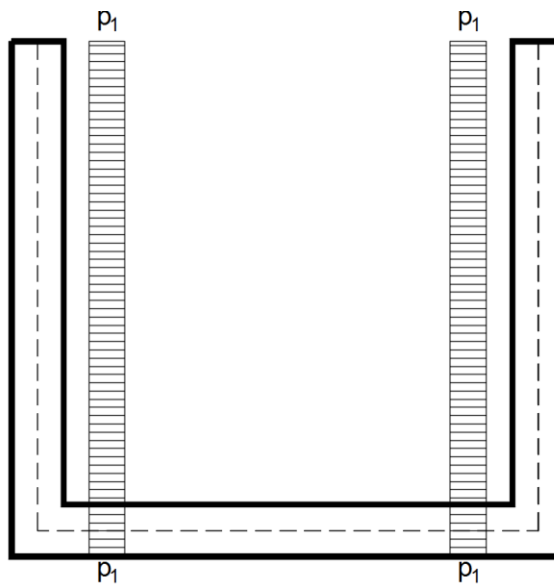
Per il calcolo della spinta dovuta al traffico stradale sul rilevato, si considera un carico tandem distribuito sull'intera lunghezza del mezzo autoarticolato (18.0m) e sui 3.0m di corsia.

$$q_1 = 150 \text{ kN} \cdot 4 / (18 \cdot 3) \text{ m}^2 + 9 \text{ kN/m}^2 = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$p_1(\text{str}) = q_1 \cdot K_0 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$



a) Spinta su entrambi i piedritti



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritti e soletta inferiore con valore pari a 6.82 kN.

#### 7.4.5 *Variazione termica*

Si applica una variazione termica pari a +/- 15°C.

### 7.5 Azione sismica inerziale

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

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:  $k_h = a_{max}/g$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h$$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale  $V_N \geq 50$  anni ed una II classe d'uso  $C_u = 1.0$ ; segue un periodo di riferimento  $V_R = V_N * C_u = 50$  anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a  $a_g = 0.074$  g.

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

$$a_{max} = S * a = S_s * S_t * a_g$$

dove assumendo un terreno di tipo C ed in base al fattore di amplificazione del sito  $F_o$  si ottiene:

$S_s = 1.500$  Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1$  Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{max} = 1.500 * 1 * 0.074 \text{ g} = 0.111 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.111$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.056$$

### Sisma orizzontale

$$F_{\text{sis}} = a_{\text{max}} * \gamma * H_{\text{tot}} = 27.99 \text{ kN/m} \quad (\text{carico applicato sulla parete})$$

$$F_{\text{inp}} = \alpha * S_p * \gamma * 1\text{m} = 3.91 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$\text{Totale} = 31.91 \text{ kN/m} \quad (\text{piederitto dx})$$

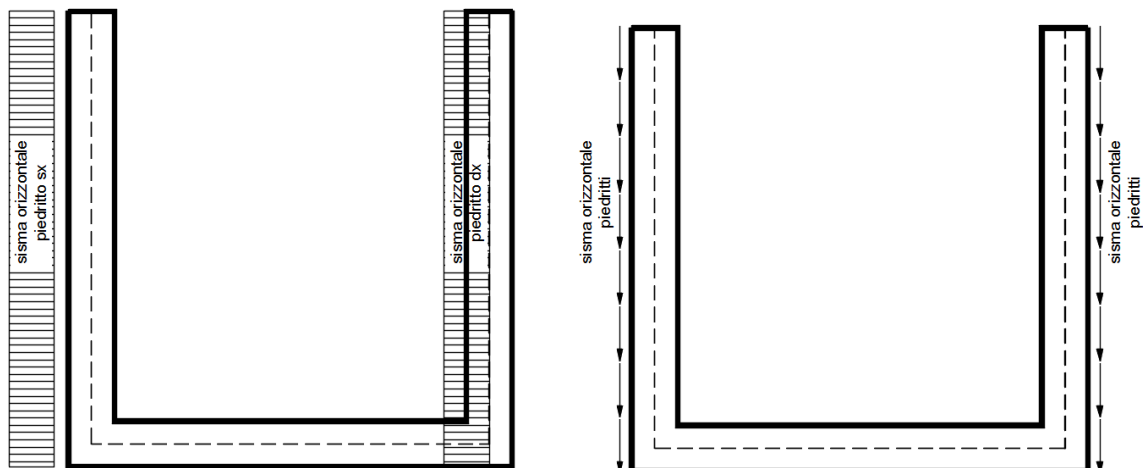
$$\text{Totale} = 3.91 \text{ kN/m} \quad (\text{piederitto sx})$$

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta inferiore con valore pari a 25.53 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta ed inferiore con valore pari a 3.13 kN.

### Sisma verticale

$$F_{\text{inp}} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma * 1\text{m} = 1.96 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:  $G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$



### 7.6 Spinta sismica terreno

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

$$\Delta S_E = (a_{\text{max}}/g) * \gamma * H_{\text{tot}}^2$$

Tale risultante applicata ad un'altezza pari ad  $H_{tot}/2$ . sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

## 8 COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

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

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

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

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

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

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

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

dove:

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

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

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

In particolare nel calcolo della struttura si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR (Approccio 1 – Combinazione 1) per le verifiche strutturali ed A1 GEO (Approccio 1 – Combinazione 2) per le verifiche geotecniche.

## 8.1 Combinazione dei carichi

L'opera principale è trattata con le combinazioni tipiche dei ponti ai sensi del DM 17/01/2018 e s.m.i.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q <sub>3</sub>	Forza centrifuga q <sub>4</sub>	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m <sup>2</sup>
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 <sup>(*)</sup>						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
4 <sup>(**)</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
5 <sup>(***)</sup>	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

<sup>(\*)</sup> Ponti di 3<sup>a</sup> categoria  
<sup>(\*\*)</sup> Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
<sup>(\*\*\*)</sup> Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

**Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento $q_5$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_5$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Le condizioni di carico considerate sono le seguenti:

**Tabella 2 – Riepilogo condizioni di carico**

Tipo Carico	Abbreviazione
Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Falda	FALDA
Spinta terreno sinistra	STS
Spinta terreno destra	STD
Carico Stradale Centrato	TRM
Carico Stradale Laterale	TRV
Sovraccarico accidentale sinistra	SAS
Sovraccarico accidentale destra	SAD
Ritiro	RIT
Variazione termica	$\Delta T$
Frenatura	FRE
Azione sismica orizzontale	$E_H$
Azione sismica verticale	$E_V$

Si riportano di seguito le combinazioni di carico ritenute più significative con i coefficienti di combinazione  $\gamma \cdot \psi$ . Essendo la struttura simmetrica, si adottano tipologie di combinazione asimmetriche in modo da massimizzare le sollecitazioni. Il dimensionamento delle armature e le verifiche strutturali verranno poi eseguite tenendo conto della simmetria e verificando le condizioni peggiori per ogni lato della struttura.

**Tabella 3 - Combinazioni di carico**

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	$\Delta T$	PERM	FALDA	TRM	TRV	SAS	SAD	FRE	$E_H$	$E_V$
n° 1 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	-	-	-	-	-		-	-
n° 2 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	-							
n° 3 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50								
n° 04 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35	-	-	-	-		-	-
n° 05 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	1.35							
n° 06 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35							
n° 07 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	1.35	1.35	-	-
n° 08 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	1.35	1.35		
n° 09 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	1.35	1.35		
n° 10 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35	-	-
n° 11 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35		
n° 12 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35		
n° 13 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	-	1.35	-	-
n° 14 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	-	1.35	-	-
n° 15 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	-	1.35	-	-
n° 16 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	0.20	1.00	0.30
n° 17 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	0.20	1.00	-0.30
n° 18 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	0.20	-	0.20	1.00	0.30
n° 19 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	0.20	-	0.20	1.00	-0.30
GEO	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.30	1.00	1.15	-	1.15	-	1.15	-	-
GEO - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20		0.20		0.20	1.00	0.30
SLE - Q.P.	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	-	0.00	-	0.00	-	-
SLE - Frequente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.75	-	0.75	-	0.75	-	-
SLE - Rara	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-



## 9 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

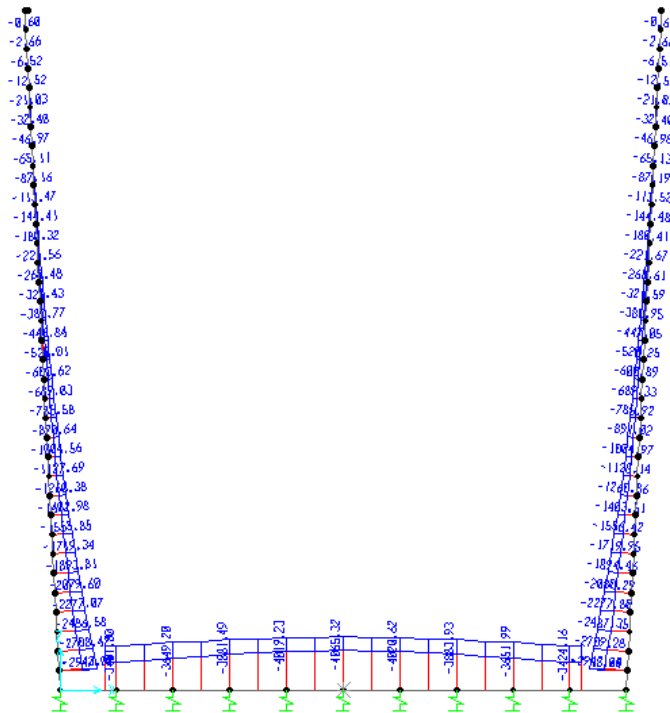


Fig. 2 – Involuppo momenti flettenti SLU

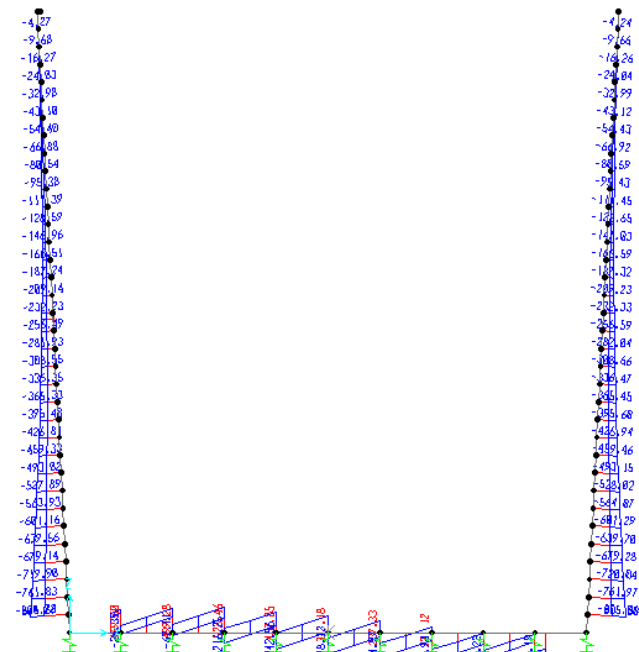


Fig. 3 – Involuppo sforzi taglienti SLU

NV94 – Muro ad U MU21B  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	33 di 51

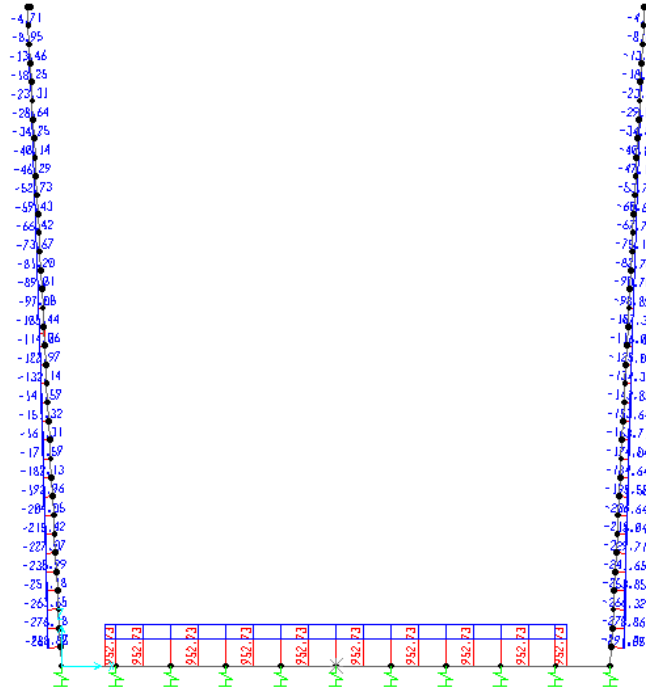


Fig. 4 – Involuppo azioni assiali SLU

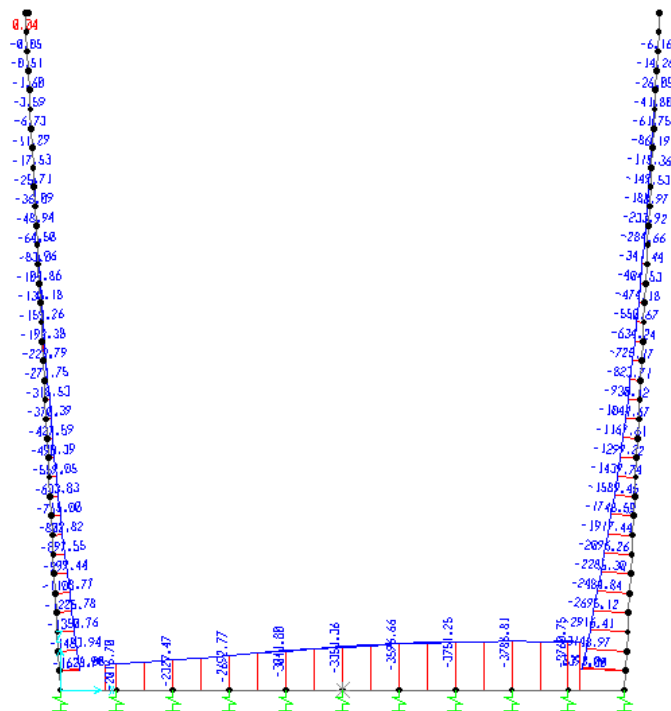


Fig. 5 – Involuppo momenti flettenti SLV

NV94 – Muro ad U MU21B  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	34 di 51

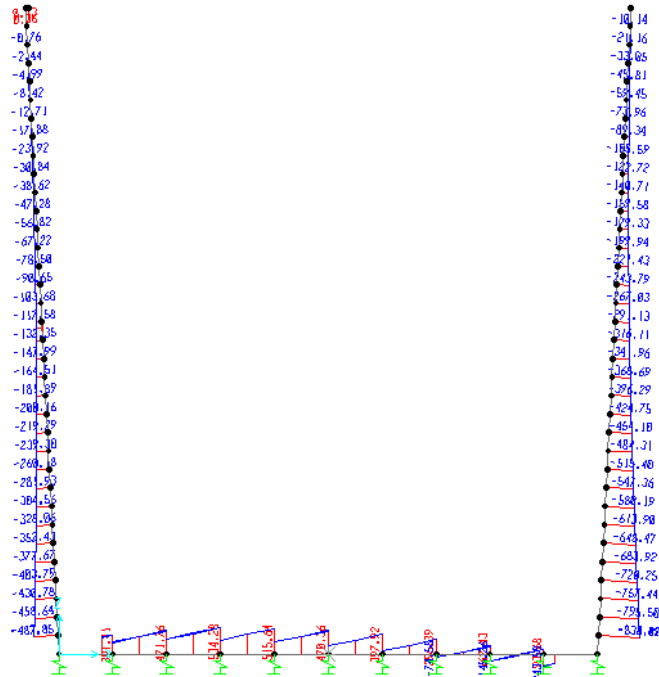


Fig. 6 – Involuppo sforzi taglianti SLV

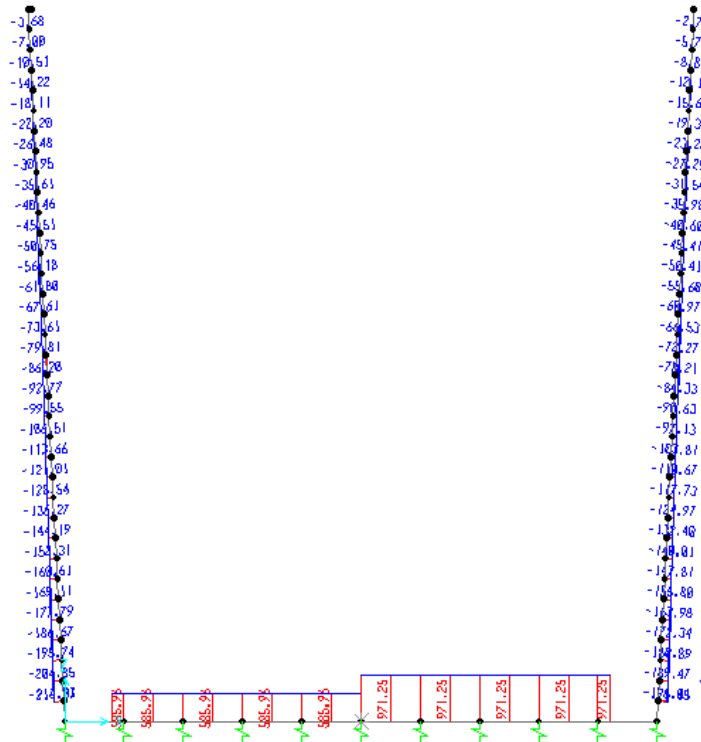


Fig. 7 – Involuppo azioni assiali SLV

NV94 – Muro ad U MU21B  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	35 di 51

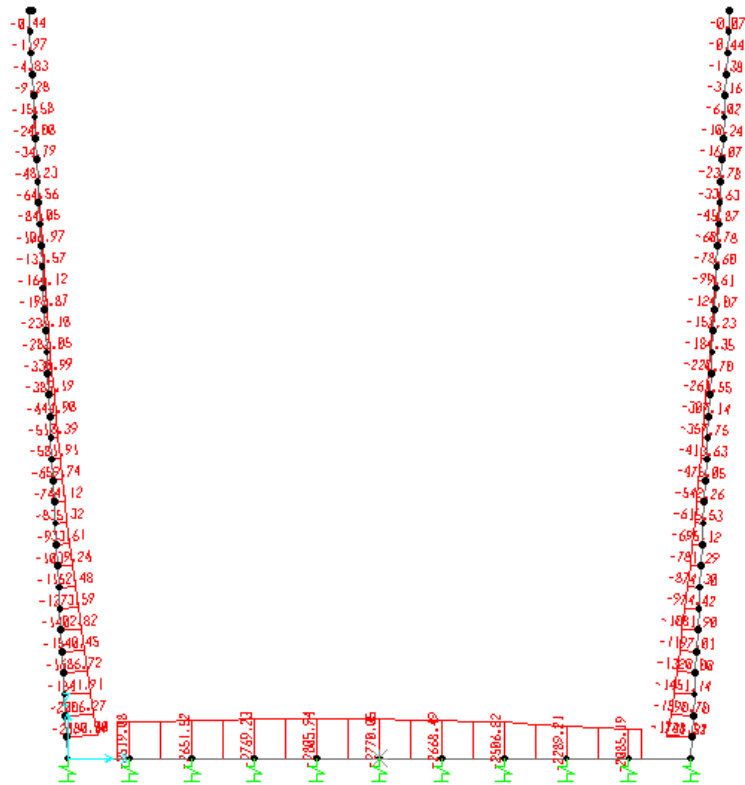


Fig. 8 – Involuppo momenti flettenti SLE rara

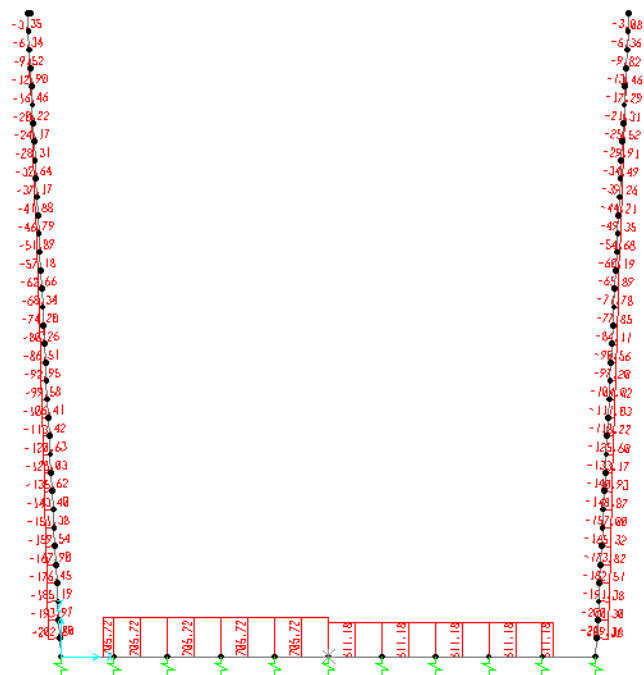


Fig. 9 – Involuppo azioni assiali SLE rara

## 10 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori delle sollecitazioni massime e i valori delle sollecitazioni per la verifica a fessurazione risultanti dalle combinazioni di cui al capitolo precedente.

Per le verifiche in corrispondenza dei nodi si considerano le sollecitazioni a filo elemento rigido.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN
2	0.29446	SLU01-STR	Combination	-279.891	-688.48	0
2	0.59908	SLU01-STR	Combination	-267.719	-648.153	0
2	0.59908	SLU01-STR	Combination	-267.719	-648.153	0
2	0.89862	SLU01-STR	Combination	-255.691	-609.67	0
2	0.89862	SLU01-STR	Combination	-255.691	-609.67	0

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN
2	0.29446	SLU01-STR	Combination	-279.891	-688.48	0
2	0.59908	SLU01-STR	Combination	-267.719	-648.153	0
2	0.59908	SLU01-STR	Combination	-267.719	-648.153	0
2	0.89862	SLU01-STR	Combination	-255.691	-609.67	0
2	0.89862	SLU01-STR	Combination	-255.691	-609.67	0

### 10.1 Verifica soletta inferiore

Si adottano spille  $10\varnothing 10/m^2$

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa

NV94 – Muro ad U MU21B

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	37 di 51

Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
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	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	160.0
3	50.0	160.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.8	8.2	26
2	-41.8	151.8	26
3	41.8	151.8	26
4	41.8	8.2	26
5	-41.4	11.8	26
6	41.4	11.8	26
7	-41.8	16.6	26
8	41.8	16.6	26

### 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	26
2	2	3	8	26
3	5	6	8	26
4	7	8	8	26

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
---------	---	----	----



NV94 – Muro ad U MU21B

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	39 di 51

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	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	160.0	0.00227	-41.8	151.8	-0.01933	-41.8	8.2

### 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	0.000150399	-0.020563761	---	---

### VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] =  $V_y$  ortogonale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
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	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	604.94	4176.47	879.34151.8	142.5	100.0	2.500	1.000	4.3	6.3(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 [Mpa]  
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 [Mpa]  
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	5.44	-50.0	160.0	-160.8	-41.8	8.2	3050	159.3

### 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  $f_{ctm}$   
Esito della verifica



NV94 – Muro ad U MU21B

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	40 di 51

e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 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 =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(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 [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00087	0	0.500	26.0	69	0.00058 (0.00048)	319	0.186 (0.20)	1766.89	0.00

#### 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	5.29	-50.0	160.0	-156.2	-13.9	8.2	3050	159.3

#### 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	-0.00084	0	0.500	26.0	69	0.00056 (0.00047)	319	0.179 (0.20)	1767.62	0.00

#### 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	4.92	-50.0	160.0	-144.3	-23.2	8.2	3050	159.3

#### 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	-0.00078	0	0.500	26.0	69	0.00057 (0.00043)	319	0.184 (0.20)	1771.61	0.00

## 10.2 Verifica piedritti

Si adottano spille  $12\text{Ø}8/\text{m}^2$

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	

NV94 – Muro ad U MU21B  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	41 di 51

Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00	daN/cm <sup>2</sup>
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	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
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	141.0
3	50.0	141.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.9	8.1	26
2	-41.9	132.9	26
3	41.9	132.9	26
4	41.9	8.1	26
5	-41.8	11.4	26
6	41.8	11.4	26

#### 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	26
2	2	3	8	26
3	5	6	8	26

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	197.16	3397.30	835.09

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	202.85	2183.10	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	203.97	2072.54 (1417.13)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	209.32	1741.51 (1425.42)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x 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 Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	197.16	3397.30	196.94	5261.55	1.55	159.3(42.3)

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys 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	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	141.0	0.00186	-41.9	132.9	-0.02342	-41.9	8.1

### 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	0.000202545	-0.025058894	----	----

### VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = $V_y$ ortogonale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] 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	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	835.09	3723.12	848.64134.1	126.0	100.0	2.500	1.008	6.8	6.9(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 [Mpa]
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 [Mpa]
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 6.43 -50.0 141.0 -169.9 -14.0 8.1 2450 106.2

**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 $f_{ctm}$ Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 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 $A_{c\ eff}$ [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 = $0.6 S_{max} / E_s$ [(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 [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00093	0	0.500	26.0	68	0.00060 (0.00051)	333	0.199 (0.20)	1415.05	0.00

**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	6.11	-50.0	141.0	-160.8	-14.0	8.1	2450	106.2

**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	-0.00088	0	0.500	26.0	68	0.00055 (0.00048)	333	0.183 (0.20)	1417.13	0.00

**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	5.16	-50.0	141.0	-133.6	-41.9	8.1	2450	106.2

**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	-0.00073	0	0.500	26.0	68	0.00050 (0.00040)	333	0.166 (0.20)	1425.42	0.00

**10.3 Tabella riassuntiva armature**

	Inc. Armature [kg/mc]
Soletta inf.	145
Piedritto	125



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA  
TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4a)  
OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'

NV94 – Muro ad U MU21B  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	45 di 51

(per il quantitativo di armatura secondaria si assume il 20% di quella principale; si aggiunge al quantitativo di armatura principale e secondaria un 15% per sovrapposizioni/legature)

## 11 VERIFICA GEOTECNICA

Si riporta di seguito la verifica a carico limite per la combinazione più gravosa:

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

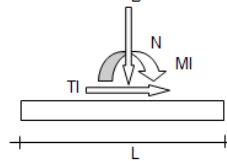
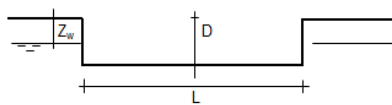
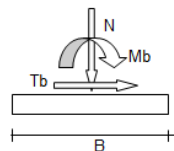
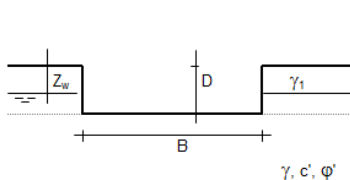
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = Ml/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

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

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

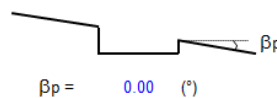
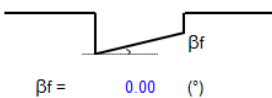
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 10.70 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 3.50 (m)



	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	4252.00		4252.00
Mb [kNm]	1264.18		1264.18
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	342.00		342.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	342.00	0.00	342.00

NV94 – Muro ad U MU21B  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	47 di 51

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= \quad \quad \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 33.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 33.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= 0.30 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 10.11 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 1.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

**q** : sovraccarico alla profondità D

$$q = 35.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$**  : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 10.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$**  : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 26.09$$

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

$$N_c = 38.64$$

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

$$N_\gamma = 35.19$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$**  : fattori di forma

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

$$s_c = 1.07$$

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

$$s_q = 1.06$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.96$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$**  : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.91 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.09 \quad m = 1.91 \quad (-)$$

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

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

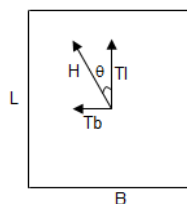
$$i_q = 0.85$$

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

$$i_c = 0.85$$

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

$$i_\gamma = 0.78$$





NV94 – Muro ad U MU21B

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	48 di 51

**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_q = 1.35$$

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

$$d_c = 1.36$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 4$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 4$$

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 1248.71 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 420.77 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 542.92 \geq q = 420.77 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 342.00 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\varphi) + c^* B^* L^*$$

$$S_d = 2761.28 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 2510.25 \geq H_d = 342.00 \quad (\text{kN})$$

Si considerano i parametri medi rispetto alla profondità B pari alla larghezza della fondazione da piano di posa.

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni totali**

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

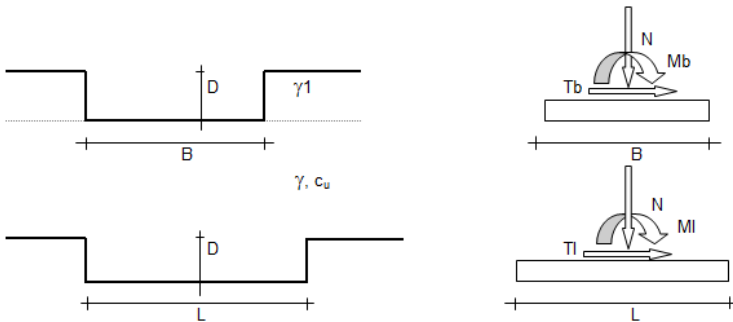
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_l/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

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

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

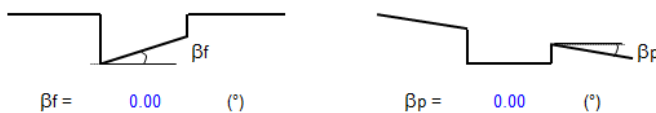
**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$c_u$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.40	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.40	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazioni nastriformi  $L=100$  m)

B = 10.70 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 2.50 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	4252.00	0.00	4252.00
Mb [kNm]	1264.18	0.00	1264.18
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	342.00	0.00	342.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	342.00	0.00	342.00

NV94 – Muro ad U MU21B  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	50 di 51

*Peso unità di volume del terreno*

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

*Valore caratteristico di resistenza del terreno*

$$c_u = 150.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.30 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

*Valore di progetto*

$$c_u = 150.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 10.11 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc : coefficiente di capacità portante**

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

**s<sub>c</sub> : fattori di forma**

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.02$$

**i<sub>c</sub> : fattore di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.91$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.09$$

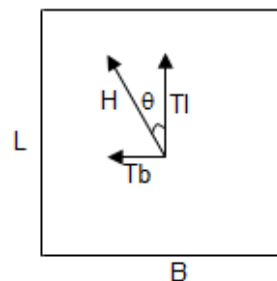
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.91$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^*L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0.92$$



NV94 – Muro ad U MU21B  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU210B 001	A	51 di 51

**d<sub>c</sub> : fattore di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.48$$

**b<sub>c</sub> : fattore di inclinazione base della fondazione**

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

**g<sub>c</sub> : fattore di inclinazione piano di campagna**

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

***Carico limite unitario***

$$q_{lim} = 1113.31 \quad (\text{kN/m}^2)$$

***Pressione massima agente***

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

$$q = 420.77 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 484.05 \geq q = 420.77 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 342.00 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 1515.81 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 1378.01 \geq H_d = 342.00 \quad (\text{kN})$$