

PROVINCIA DI SAVONA  
COMUNE DI STELLA

Ampliamento cimitero di Gameraigna  
PROGETTO ESECUTIVO

Relazione geotecnico-strutturale

COMMITTENTE

Amministrazione Comunale Stella  
Località Rovieto Superiore, 3  
17044 - Stella (SV)

PROGETTO



Dott. Ing. Marco GOSO  
Ordine Ingegneri Savona n. 1288

Arch. Susanna CALCAGNO  
Ordine architetti Genova n. 4197

D					Allegato: <b>C</b>	Pagine: <b>50</b>
C						
B						
A						
0	Dic '18	Ing. M. Goso	Ing. M. Goso	Emissione	FILE:	rel_geotecnica.doc
REV	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	DESCRIZIONE		

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO	
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	Emissione
		REV.	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc	Pag. 1 di 50
<b>INDICE</b>			
1.	PREMESSA .....		2
2.	NORMATIVE E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....		3
2.1	Normative.....		3
2.2	Documentazione di progetto.....		3
3.	MODELLAZIONE.....		4
3.1	Caratteristiche dei materiali .....		4
3.2	Caratteristiche geometriche.....		5
3.3	Caratterizzazione geotecnica dei terreni.....		6
4.	AZIONI CARATTERISTICHE .....		7
4.1	Peso proprio strutturale .....		7
4.2	Peso proprio – permanente loculi .....		7
4.3	Peso copertura .....		7
4.4	Azione della neve.....		7
4.5	Azione del vento .....		8
4.6	Azione del sisma.....		9
5.	COMBINAZIONE DELLE AZIONI CARATTERISTICHE .....		13
5.1	Identificazione stati limite .....		13
6.	VALORI CARATTERISTICI E DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI .....		15
7.	MODELLO DI CALCOLO .....		16
8.	VERIFICHE .....		18
8.1	Verifica elementi strutturali in termini di resistenza .....		18
8.2	Verifica a punzonamento.....		18
8.3	Verifica al carico limite del terreno .....		19
9.	DETTAGLI COSTRUTTIVI .....		20
9.1	Armatura Travi (p.to 4.6.1.1 NTC18).....		20
9.2	Armatura Pilastrini (p.to 4.6.1.2 NTC18) .....		20
10.	RISULTATI DELLE VERIFICHE .....		22
10.1	Verifica della trave 70 x 20 cm .....		22
10.2	Verifica pilastrini 20 x 50.....		26
10.3	Verifica del setto.....		32
10.4	Verifica della platea.....		36
10.5	Verifica muro perimetrale .....		43
10.6	Verifica solaio di copertura .....		49
STG – STUDIO GOSO ASSOCIATI via Fiume 2A/1 - 17100 SAVONA www.studiogoso.it			

COMUNE DI STELLA - Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO	
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	Emissione
		DIC 2018	
		REV.	DESCRIZIONE
		DATA	
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc	Pag. 2 di 50

## 1. PREMESSA

Per l'ampliamento l'Amministrazione provvederà all'acquisizione di un lotto di terreno confinante a ovest con l'attuale cimitero. Tale lotto di terreno si trova ad una quota maggiore di quello esistente pertanto sarà necessario realizzare un livellamento del terreno per abbassare il piano attuale ad una quota più favorevole al collegamento che avverrà tramite una rampa ed una scala che verranno realizzate in cemento armato.

Oltre a ciò, sarà realizzata la struttura in cemento armato che conterrà i loculi prefabbricati ed il muro di perimetro.

Aspetto fondamentale del progetto che l'impresa esecutrice dovrà assolutamente rispettare e perseguire, è la finitura estetica di tutte le superfici in cemento che, a seguito di accordi e approvazione da parte della Sovrintendenza ai beni architettonici, dovranno essere a faccia vista con finitura liscia.

Oggetto di tale relazione sarà la verifica della struttura che dovrà contenere i loculi ed il muro perimetrale.

Per quanto riguarda le azioni di calcolo, le caratteristiche dei materiali, il calcolo delle sollecitazioni, le verifiche e le modalità costruttive, si è fatto riferimento al DM 17.01.18.

Le unità di misura, salvo diversamente specificato, sono da intendersi kN, kNm e m.

Il calcolo delle strutture è stato condotto con l'ausilio del codice di calcolo MidasGen 2019 v.1.1 di comprovata validità.

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 3 di 50

## 2. NORMATIVE E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normative

Per quanto riguarda le azioni di calcolo, le caratteristiche dei materiali, il calcolo delle sollecitazioni, le verifiche e le modalità costruttive, si è fatto riferimento al DM 17.01.18.

Le unità di misura, salvo diversamente specificato, sono da intendersi kN, kNm e m.

Il calcolo delle strutture è stato condotto con l'ausilio del codice di calcolo MidasGen 2019 v.1.1 di comprovata validità.

I dimensionamenti effettuati e le relative verifiche, riportati e non nella presente relazione, vengono eseguiti nel rispetto della Normativa Vigente, con particolare riferimento a:

- D.M. LL.PP. 11/03/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Circolare LL.PP. 24/09/1988 n. 30483.
- D.M. LL.PP. 14/02/1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Circolare M. LL.PP. 24/06/1993 n. 37406/STC "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" ai sensi della legge 5/11/1971 n. 1086.
- D.M. LL.PP. 09/01/1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. LL.PP. 16/01/1996 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- Circolare M. LL.PP. 04/07/1996, n. 156AA.GG./STC. "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui ai al D.M. 16/01/1996".
- D.M. LL.PP. 16/01/1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Ordinanza 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20/03/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- Ordinanza 3316 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20/03/2003 "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003".
- Ordinanza 3316 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20/03/2003 "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003"; Allegato 2 aggiornato al 09/09/2004.
- Ordinanza 3431 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 03/05/2005.
- D.M. 17 gennaio 2018. Testo Unitario "Nuove norme Tecniche per le Costruzioni" → NTC.
- EUROCODICE 2 – Costruzioni in conglomerato cementizio → EC2.
- EUROCODICE 7 – Progettazione geotecnica → EC7.
- EUROCODICE 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture → EC8.

### 2.2 Documentazione di progetto

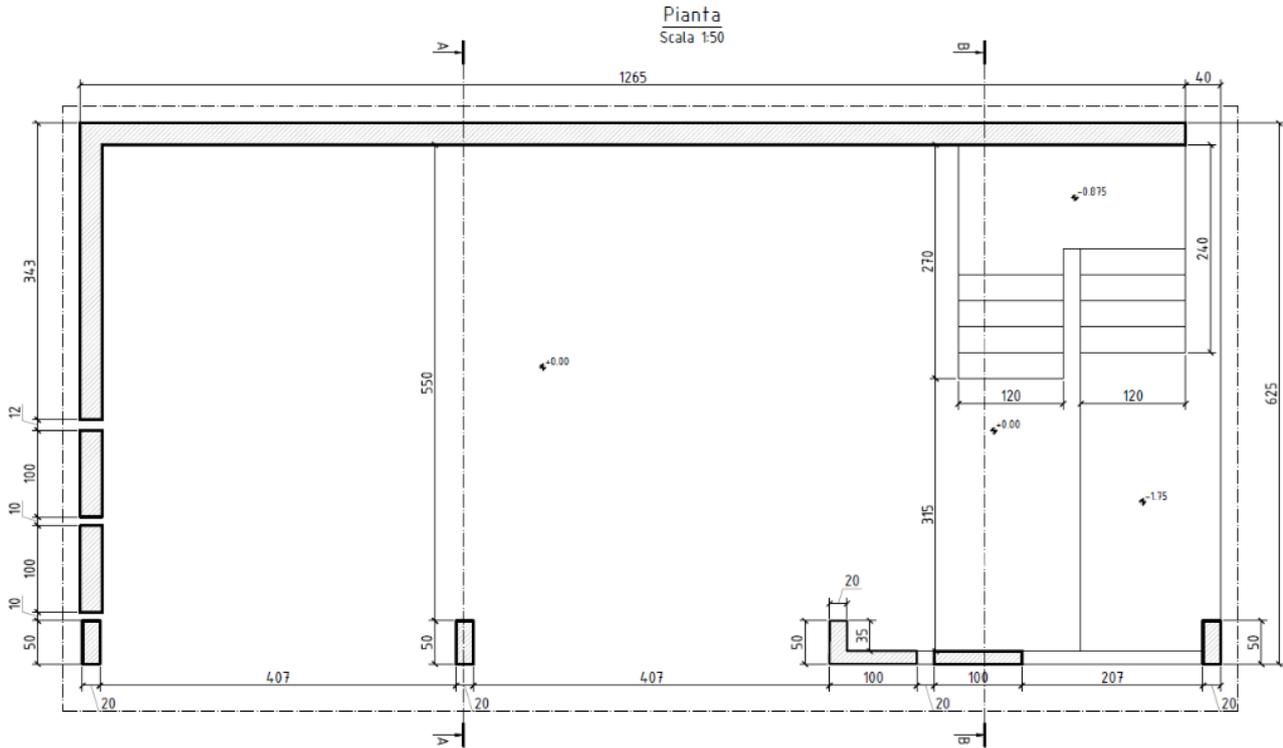
- Relazione geologica – Ampliamento Cimitero di Gameragna – del Dott. Geologo Francesco Valle

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO	
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	Emissione
		REV.	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc	Pag. 4 di 50
<b>3. MODELLAZIONE</b>			
<b>3.1 <u>Caratteristiche dei materiali</u></b>			
<b>Calcestruzzo per magri di fondazione</b>			
Classe di esposizione:		XC0	
Classe di resistenza:		C12/15	
Resistenza cubica caratteristica:		$R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza cilindrica caratteristica:		$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 12,45 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza media a compressione:		$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 12,45 + 8 = 20,45 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza di calcolo a compressione:		$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 20,45 / 1,5 = 7,06 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza media a trazione semplice:		$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1,61 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza caratteristica a trazione semplice:		$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,13 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza di calcolo a trazione:		$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,13 / 1,5 = 0,75 \text{ N/mm}^2$	
Modulo elastico:		$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 27267 \text{ N/mm}^2$	
<b>Calcestruzzo per fondazioni e elevazioni</b>			
Classe di esposizione		XC2	
Classe di resistenza		C25/30	
Resistenza cubica caratteristica:		$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza cilindrica caratteristica:		$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza media a compressione:		$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 24,90 + 8 = 32,90 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza di calcolo a compressione:		$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 24,90 / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza media a trazione semplice:		$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza caratteristica a trazione semplice:		$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza di calcolo a trazione:		$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,79 / 1,5 = 1,19 \text{ N/mm}^2$	
Modulo elastico:		$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 31447 \text{ N/mm}^2$	
<b>Acciaio per armature da C.A.</b>			
<i>Acciaio B450C (ex FeB44k)</i>			
Resistenza caratteristica allo snervamento:		$f_{yk} = 450 \text{ /mm}^2$	
Resistenza di calcolo:		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$	
Modulo elastico:		$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$	
<b>Prescrizioni</b>			
Copriferro nominale:		30 mm	
Massimo rapporto A/C:		0,65	
Minimo contenuto in cemento:		300 kg/mc	

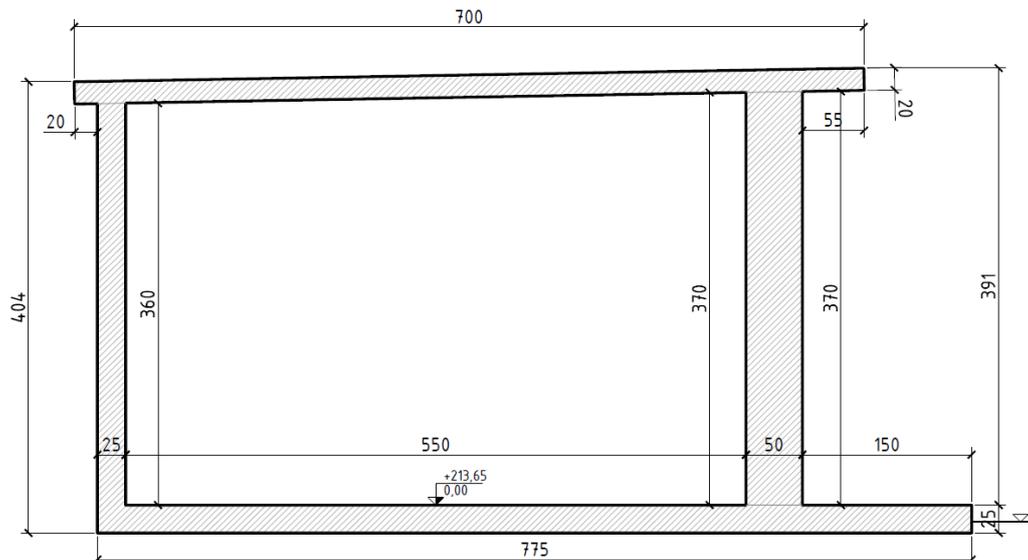
### 3.2 Caratteristiche geometriche

La struttura in progetto presenta una platea di fondazione a pianta rettangolare, di dimensioni finite pari a 12,6 x 5,90 m, con spessore 25 cm. Il solaio di copertura, di spessore 24 cm, realizzato con lastre predalles tralicciate, poggerà su 4 pilastri di sezione 20 x 50 e su un muro in cemento armato di spessore 25 cm nella parte retrostante.

Nella figura sottostante si riporta una planimetria generale e una sezione di progetto.



Sezione A-A  
Scala 1:50



COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 6 di 50

### 3.3 Caratterizzazione geotecnica dei terreni

Per la caratterizzazione sotto il profilo geologico e geotecnico del terreno si è stato fatto riferimento alla Relazione Geologica redatta dal dott. Geol. Francesco Valle, allegata al progetto definitivo e alla quale si rimanda per maggiori dettagli.

Il rilevamento e le indagini hanno permesso di elaborare il seguente modello geologico.

- Presenza di coperture sciolte per i primi 2-2,5 m passanti a coltri detritico eluviali molto addensate e/o cappellaccio d'alterazione del substrato
- Presenza di un substrato costituito nei livelli più superficiali (per i primi 2-3 m) da roccia più alterata (cappellaccio), la cui qualità migliora indubbiamente con la profondità.

Le condizioni geomorfologiche dell'area facilitano il percolamento di acque meteoriche all'interno del terreno, ma non si evidenziano particolari zone di ristagno; è probabile la presenza di una laminazione idrica, a carattere stagionale, al contatto coltri/substrato in concomitanza di intense e/o perduranti precipitazioni meteoriche così come venute d'acqua all'interno di fessurazioni e/o zone particolarmente fratturate del substrato.

Per la parametrizzazione geotecnica è stata eseguita una prova penetrometrica dinamica in continuo utilizzando un penetrometro dinamico leggero e una prospezione sismica.

Sulla base di quanto emerso dalle indagini è possibile caratterizzare i livelli (valori minimi e medi) in parte attraverso i dati acquisiti dalle prove, in parte sulla base di dati esperienziali e bibliografici.

#### Caratterizzazione delle coltri detritico – eluviali – terreni di fascia:

- peso specifico naturale  $\gamma_k = 18^\circ \text{ kN/mc}$
- angolo d'attrito  $\phi_k = 27^\circ$
- coesione  $C_k = 5 \text{ kPa.}$

#### Substrato roccioso

- peso specifico naturale  $\gamma_k = 24^\circ \text{ kN/mc}$
- angolo d'attrito  $\phi_k = 32^\circ$
- coesione  $C_k = 10 \text{ kPa.}$

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO	
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018
		REV.	DATA
		DESCRIZIONE	
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc	Pag. 7 di 50

#### 4. AZIONI CARATTERISTICHE

Sono state individuate 5 azioni caratteristiche, in seguito combinate per ricercare le massime caratteristiche di sollecitazione negli elementi della struttura:

- 1: peso proprio strutturale
- 2: peso loculi
- 3: peso copertura
- 4: Neve
- 5: Sisma
- 6: Vento

##### 4.1 Peso proprio strutturale

Il valore del peso proprio delle strutture di sostegno viene valutato assumendo:  $\gamma_c = 25 \text{ kN/mc}$ .

##### 4.2 Peso proprio – permanente loculi

Il peso dei loculi fornito dal prefabbricatore è pari a  $2,5 \text{ kN/mq}$

##### 4.3 Peso copertura

Il valore del peso proprio della copertura, solaio in tralici predalles (5+14+6) è assunto pari a:  $3,35 \text{ kN/mq}$

##### 4.4 Azione della neve

Il *valore caratteristico del carico neve al suolo*  $q_{sk}$  varia a seconda della quota del suolo sul quale sorge l'opera e della regione geografica in cui l'opera è inserita.

La struttura in esame è ubicata nella "Zona II" (comprendente la provincia di Savona) e per quote s.l.m. superiori a 200 m s.l.m. (il sito di intervento si trova ad una quota di circa 220 m s.l.m.) risulta

$$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] = 1,03 \text{ kN/mq.}$$

###### 4.4.1 Coefficiente di esposizione

Il *coefficiente di esposizione* " $C_E$ " modifica il valore del carico neve in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Per tener conto del fatto che la struttura si verrà a trovare in una zona in cui non vi sarà una significativa rimozione di neve prodotta dal vento, si assume  $C_E = 1,0$ .

###### 4.4.2 Coefficiente termico

Il *coefficiente termico* " $C_t$ " modifica il valore del carico neve quando si voglia considerare lo scioglimento della stessa a causa della perdita di calore della costruzione. In questo specifico caso si assume  $C_t = 1,0$ .

###### 4.4.3 Coefficiente di forma

Il *coefficiente di forma* " $\mu_i$ " tiene conto della forma della copertura.

La copertura in esame è orizzontale pertanto il coefficiente di forma risulta valere  $\mu_i = \mu_1 = 0,8$ .

Il carico neve di progetto vale quindi:

$$q_s = 1,03 \text{ kN/mq} \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 0,82 \text{ kN/mq. Cautelativamente assunto pari a } 1 \text{ kN/mq.}$$

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO	
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	Emissione
		REV.	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc	Pag. 8 di 50

#### 4.5 Azione del vento

Sulla base delle indicazioni riportate nel T.U., l'azione del vento sulle strutture in oggetto viene definita attraverso una pressione determinata in funzione della velocità di picco.

##### 4.5.1 Velocità di riferimento

La struttura in esame è ubicata nella "Zona 7" e per quote s.l.m. inferiori a 1000 m s.l.m., la *velocità di riferimento*, per un periodo di ritorno  $T = 50$  anni, vale

$$v_b(50) = v_{b,o} = 28 \text{ m/s.}$$

##### 4.5.2 Pressione del vento

Le azioni statiche del vento sono costituite dalle risultanti delle pressioni interne ed esterne agenti sui singoli elementi che costituiscono la costruzione.

Il valore della pressione del vento ortogonale agli elementi che costituiscono la costruzione può essere determinato con la seguente espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove :

$q_b$  = pressione cinetica di riferimento;

$C_e$  = coeff. di esposizione;

$C_p$  = coeff. di forma;

$C_d$  = coeff. dinamico.

Essendo la costruzione costituita da elementi di estensione superficiale contenuta, non sono state prese in considerazione valori della pressione tangenziale.

##### 4.5.3 Coefficiente di esposizione

La struttura in esame si trova in classe di rugosità del terreno B e categoria IV, pertanto risulta:

$k_r = 0,22$ ;  $z_0 = 0,30$  m;  $z_{min} = 8$  m.

Il *coefficiente di esposizione* tiene conto degli effetti locali del sito e dell'altezza dal suolo. Tenuto conto che l'altezza sul suolo della costruzione è pari a circa 2,50 m quindi minore di  $z_{min}$ , risulta

$$C_e = C_e(z_{min}) = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z_{min}/z_0) \cdot [7 + C_t \cdot \ln(z_{min}/z_0)]$$

in cui:

$C_t$  = coefficiente di topografia, che per il caso in esame può essere posto = 1.

Pertanto risulta:

$$C_e = 0,22^2 \cdot 1 \cdot \ln(2,50/0,30) \cdot [7 + 1 \cdot \ln(2,50/0,30)] = 1,63.$$

##### 4.5.4 Coefficiente di forma

Per edifici a base pressoché rettangolare, l'azione d'insieme del vento è data dalle azioni statiche equivalenti alle risultanti delle azioni sui singoli elementi nelle due direzioni principali della struttura, determinate sulla base dei coefficienti di pressione interna ed esterna. Nelle costruzioni correnti, quali quella in oggetto, esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1.

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 9 di 50

#### 4.5.5 Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico “ $c_d$ ” tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Nelle costruzioni correnti, quali quella in oggetto, esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1.

L’azione, nel caso di esposizione aerodinamica in esame vale:

$$p = 0,49 \cdot 1,63 \cdot 1 = + 0,80 \text{ kN/mq}$$

#### 4.6 Azione del sisma

##### 4.6.1 Tipo di opera, vita nominale e classe d’uso

La vita nominale dell’opera viene definita con riferimento alla tabella 2.4.I - NTC, in funzione delle caratteristiche della stessa.

Opera	Tipo	$V_N$
Opere provvisoriale	1	10
Opere ordinarie	2	50
Grandi opere	3	100

Nel caso in studio si fa riferimento ad opere di tipo 2, cui corrisponde una vita nominale ( $V_N$ ) pari a 50 anni.

Le opere in progetto devono inoltre essere classificate in relazione alle conseguenze di una interruzione di funzionalità o collasso in caso di sisma (cfr. tabella 2.4.II - NTC).

Classe d’uso	I	II	III	IV
Coefficiente $C_u$	0.7	1.0	1.5	2.0

Si fa riferimento alla classe d’uso II cui è associato un coefficiente d’uso ( $C_u$ ) pari a 1,0.

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) dell’evento sismico viene pertanto definito (cfr. paragrafo 2.4.3 - NTC) come prodotto tra la vita nominale ( $V_N$ ) ed il coefficiente d’uso ( $C_u$ ) ottenendo:

$$V_R = C_u \times V_N = 1,0 \times 50 = 50 \text{ anni.}$$

##### 4.6.2 Parametri sismici

Per quanto concerne la valutazione dell’azione sismica, le NTC-08 hanno introdotto una valutazione puntuale dell’azione sismica espressa sottoforma di spettri di risposta descritti da tre parametri, tra cui l’accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido e superficie orizzontale, per diversi periodi di ritorno  $T_R$  (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni) in corrispondenza dei nodi di un reticolo distribuito sul territorio nazionale con maglie di lato inferiore a 10 km.

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame.

In accordo a quanto riportato al paragrafo 7.1 - NTC, in mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari SL si considera conseguito quando sono soddisfatti i requisiti di rigidezza, resistenza e duttilità, per gli elementi strutturali, e di stabilità e funzionalità, per gli elementi non strutturali e gli impianti, secondo quanto

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO																																
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione																														
		REV.	DATA	DESCRIZIONE																														
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 10 di 50																														
<p>indicato al 7.3.6.</p> <p>Nella tabella a lato sono riportati i parametri sismici per la zona di interesse.</p> <p>4.6.3 <u>Zonazione sismica</u></p> <p><u>Ordinanza Presidente Consiglio dei Ministri 3274/03</u></p> <p>In accordo a quanto previsto dall'OPCM n.3274/03 e successive modifiche ed integrazioni, le Regioni hanno classificato i comuni di competenza in 4 zone sismiche caratterizzate da un valore di accelerazione massima su suolo tipo A (<math>a_g</math>) definito in accordo alla tabella di cui al seguito.</p>		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Stato Limite</th> <th>Tr [anni]</th> <th><math>a_g</math> [g]</th> <th>Fo</th> <th>Tc' [s]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Operatività (SLO)</td> <td>30</td> <td>0.019</td> <td>2.583</td> <td>0.158</td> </tr> <tr> <td>Danno (SLD)</td> <td>50</td> <td>0.024</td> <td>2.551</td> <td>0.186</td> </tr> <tr> <td>Salvaguardia vita (SLV)</td> <td>475</td> <td>0.053</td> <td>2.630</td> <td>0.303</td> </tr> <tr> <td>Prevenzione collasso (SLC)</td> <td>975</td> <td>0.064</td> <td>2.742</td> <td>0.325</td> </tr> <tr> <td>Periodo di riferimento per l'azione sismica:</td> <td>50</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>			Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	Tc' [s]	Operatività (SLO)	30	0.019	2.583	0.158	Danno (SLD)	50	0.024	2.551	0.186	Salvaguardia vita (SLV)	475	0.053	2.630	0.303	Prevenzione collasso (SLC)	975	0.064	2.742	0.325	Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			
Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	Tc' [s]																														
Operatività (SLO)	30	0.019	2.583	0.158																														
Danno (SLD)	50	0.024	2.551	0.186																														
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.053	2.630	0.303																														
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.064	2.742	0.325																														
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Zona</th> <th><math>a_g</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0,25÷0,35</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0,15÷0,25</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0,05÷0,15</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>0,00÷0,05</td> </tr> </tbody> </table> <p>Tabella 2: zone sismiche</p>		Zona	$a_g$	1	0,25÷0,35	2	0,15÷0,25	3	0,05÷0,15	4	0,00÷0,05																							
Zona	$a_g$																																	
1	0,25÷0,35																																	
2	0,15÷0,25																																	
3	0,05÷0,15																																	
4	0,00÷0,05																																	
<p>In base a tale classificazione il territorio comunale di Stella è stato posto in Zona 4.</p> <p><u>Deliberazione Giunta Regione Liguria</u></p> <p>Con deliberazione della giunta regionale 17/03/2017 n. 216 la Regione Liguria ha approvato la nuova classificazione sismica (che ha sostituito la precedente di cui alla D.G.R. 19/11/10, n. 1362), da considerarsi in vigore dal 19 aprile 2017.</p> <p>La nuova classificazione risulta basata sullo stesso parametro della precedente: <math>a_g</math>, accelerazione orizzontale di picco del suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.</p> <p>Alla luce del suddetto provvedimento regionale, il territorio comunale di Albissola Marina è comunque rimasto classificato in zona 4.</p>																																		
<p>4.6.4 <u>Amplificazione stratigrafica e topografica</u></p> <p>Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri:</p> <p>Parametro <math>S_s</math>: Effetti stratigrafici</p> <p>Parametro <math>S_T</math>: Effetti topografici</p> <p>Il parametro "<math>S_s</math>" che definisce gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia viene valutato in accordo alla tabella 3.2.IV contenuta all'interno delle NTC 18.</p> <p>Nel caso in studio, come indicato nella relazione geologica, il terreno di fondazione è classificabile nel tipo B pertanto risulta:</p> $S_s = 1,20.$ <p>Per quanto concerne gli effetti di amplificazione dovuti alla topografia del sito, come indicato nella relazione geologica, l'intervento considerato trova la propria ubicazione in zona pianeggiante pertanto ad esso si associa la categoria topografica T1 a cui corrisponde, in accordo alla tabella 3.2.V contenuta all'interno delle NTC 18:</p> $S_T = 1,00.$																																		
<p>STG – STUDIO GOSO ASSOCIATI via Fiume 2A/1 - 17100 SAVONA www.studiogoso.it</p>																																		

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO	
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	Emissione
		REV.	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc	Pag. 11 di 50

#### 4.6.5 Parametri per la definizione delle forme spettrali

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazioni, due orizzontali ed una verticale, da considerare tra loro indipendenti. Per la definizione dei relativi spettri di risposta delle diverse componenti e dei diversi stati limiti (di esercizio ed ultimi), si dovrà fare riferimento ai seguenti parametri.

SLE di operatività (SLO):

$$a_g = 0,019g$$

$$S = S_S \cdot S_T = 1,20 \cdot 1,00 = 1,20$$

$$a_{max} = a_g \cdot S = 0,019g \cdot 1,20 = 0,02280g$$

$$F_o = 2,586$$

$$T^*_c = 0,158 \text{ sec}$$

SLE di danno (SLD):

$$a_g = 0,024g$$

$$S = S_S \cdot S_T = 1,20 \cdot 1,00 = 1,20$$

$$a_{max} = a_g \cdot S = 0,024g \cdot 1,20 = 0,0288g$$

$$F_o = 2,553$$

$$T^*_c = 0,186 \text{ sec}$$

SLU di salvaguardia della vita (SLV):

$$a_g = 0,053g$$

$$S = S_S \cdot S_T = 1,20 \cdot 1,00 = 1,20$$

$$a_{max} = a_g \cdot S = 0,053g \cdot 1,20 = 0,0636g$$

$$F_o = 2,633$$

$$T^*_c = 0,303 \text{ sec}$$

SLU di collasso (SLC):

$$a_g = 0,064g$$

$$S = S_S \cdot S_T = 1,20 \cdot 1,00 = 1,20$$

$$a_{max} = a_g \cdot S = 0,064g \cdot 1,20 = 0,0768g$$

$$F_o = 2,752$$

$$T^*_c = 0,324 \text{ sec.}$$

#### 4.6.6 Spettro di risposta elastico – componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico è definito dalle seguenti espressioni:

dove:

- $T_B = T_C / 3;$
- $T_C = C_C \cdot T_C^*;$
- $C_C = 1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40};$
- $T_D = 4 \cdot a_g/g + 1.6;$
- $S = S_S \cdot S_T;$
- $\xi =$  coefficiente di smorzamento viscoso;
- $\eta = [10/(5 + \xi)]^{0,5} \geq 0,55.$

$0 \leq T < T_B$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$
$T_C \leq T < T_D$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO	
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	Emissione
		REV.	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc	Pag. 12 di 50

#### 4.6.7 Spettro di risposta per gli stati limite ultimi – componente orizzontale

Per gli stati limite ultimi, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da impiegare è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla PVR considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle espressioni dello spettro elastico  $\eta$  con  $1/q$  dove  $q$  è definito fattore di struttura.

#### 4.6.8 Fattore di struttura

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Secondo quanto riportato al paragrafo 7.3.1 – NTC, esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \times K_R$$

dove:

- $q_0$  = valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto " $\alpha_u/\alpha_1$ " tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- $K_R$  = fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione:
  - = 1 per costruzioni regolari in altezza
  - = 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per la tipologia strutturale in questione si può assumere  $q = 1$ .

#### 4.6.9 Spetto di progetto per SLV

In riferimento allo spettro di risposta dell'accelerazione sismica da adottarsi per le verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita, risulta:

- $a_g = 0,053g$
- $S = S_s \cdot S_T = 1,20 \cdot 1,00 = 1,20$
- $a_{max} = a_g \cdot S = 0,053g \cdot 1,20 = 0,0636g$
- $F_0 = 2,633$
- $T_c^* = 0,303 \text{ sec}$
- $C_c = 1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40} = 1,85$
- $T_c = C_c \cdot T_c^* = 0,560 \text{ sec}$
- $T_B = T_c / 3 = 0,187 \text{ sec}$
- $T_D = 4 \cdot a_g/g + 1.6 = 1,81 \text{ sec}$
- $\eta = 1/q = 1$ .

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO	
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	Emissione
		REV.	DATA
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc	Pag. 13 di 50

## 5. COMBINAZIONE DELLE AZIONI CARATTERISTICHE

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

### 1) combinazione per gli stati limite ultimi

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

### 2) combinazione sismica

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

### 3) combinazioni per gli stati limite di esercizio

rara	$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
frequente	$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
quasi permanente	$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

## 5.1 Identificazione stati limite

Le verifiche della sicurezza delle fondazioni sono condotte nei riguardi dello stato limite ultimo e dello stato limite di esercizio.

### 5.1.1 Stato limite ultimo

Le verifiche nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

#### SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.

Le verifiche al collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno sono condotte confrontando i valori di resistenza del terreno con quelli delle azioni di progetto, secondo i diversi approcci.

Il collasso per scorrimento sul piano di posa nel caso in esame può escludersi a priori in quanto la fondazione sarà realizzata su un piano orizzontale.

Per lo stesso motivo può essere omessa la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio.

#### SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che costituiscono la fondazione.

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO	
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	Emissione
		REV.	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc	Pag. 14 di 50

In generale per le verifiche di tipo STR e GEO, si possono impiegare le seguenti combinazioni:

STR

Approccio 2 – combinazione (A1 + M1 + R3)

GEO

Approccio 1 – combinazione 2 (A2 + M2 + R2) – Stabilità globale  
Approccio 2 – combinazione (A1 + M1 + R3) – Restanti verifiche

Approccio 1 combinazione 2

Con questo approccio le azioni avranno i seguenti coefficienti parziali (A2)

- pesi propri  $\gamma_{G1} = 1,0$
- carichi permanenti  $\gamma_{G2} = 1,3$
- carichi variabili  $\gamma_{Q1} = 1,3$ .

I parametri geotecnici del terreno avranno i seguenti coefficienti parziali (M2)

- tangente angolo attrito  $\gamma_{\phi'} = 1,25$
- peso specifico  $\gamma_{\gamma} = 1,0$
- coesione  $\gamma_{c'} = 1,25$ .

I valori relativi alle verifiche avranno i seguenti coefficienti parziali (R2)

- capacità portante  $\gamma_R = 1,8$ .

Approccio 2

Con questo approccio le azioni avranno i seguenti coefficienti parziali (A1)

- pesi propri  $\gamma_{G1} = 1,3$
- carichi permanenti  $\gamma_{G2} = 1,5$
- carichi variabili  $\gamma_{Q1} = 1,5$ .

I parametri geotecnici del terreno avranno i seguenti coefficienti parziali (M1)

- tangente angolo attrito  $\gamma_{\phi'} = 1,0$
- peso specifico  $\gamma_{\gamma} = 1,0$
- coesione  $\gamma_{c'} = 1,0$ .

I valori relativi alle verifiche avranno i seguenti coefficienti parziali (R3)

- capacità portante  $\gamma_R = 2,3$ .

**5.1.2 Stato limite esercizio**

Le verifiche nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE), si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni, assoluti e/o relativi, e distorsioni che possano compromettere la funzionalità dell'opera.

Per questo tipo di struttura, i cedimenti massimi riscontrati in corrispondenza del punto con pressione massima sul terreno sono sempre dell'ordine del millimetro, compatibili pertanto con la funzionalità dell'opera.

## 6. VALORI CARATTERISTICI E DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI

### 6.1.1 Valori caratteristici

In coerenza con il TU 2018 e gli Eurocodici, la scelta dei parametri geotecnici caratteristici deve essere tenuta presente la specifica verifica e le condizioni costruttive che ad essa corrispondono.

La relazione geologica del Dott. Geologo Francesco Valle riporta i seguenti parametri geotecnici medi di riferimento della matrice fine:

angolo d'attrito $\varphi$	$27^{\circ} \div 30^{\circ}$
peso di volume $\gamma$	$18 \div 19 \text{ kN/m}^3$
Coesione effettiva $c'$	$5 \div 10 \text{ kPa}$

A favore di sicurezza, si adotteranno per il terreno sottostante la fondazione i seguenti valori caratteristici medi:

- peso specifico naturale  $\gamma_k = 18^{\circ} \text{ kN/m}^3$
- angolo d'attrito  $\phi_k = 27^{\circ}$
- coesione (valore cautelativo)  $C_k = 0 \text{ kPa}$

### 6.1.2 Valori di progetto

Utilizzando gli opportuni coefficienti parziali del gruppo M, relativi ai parametri geotecnici, è possibile definirne i seguenti valori di progetto:

#### Approccio 1 combinazione 2 (GEO)

- peso specifico naturale  $\gamma_d = \gamma_k / \gamma_f = 18 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito  $\tan \phi_d = \tan \phi_k / \gamma_{\phi} \rightarrow \phi_d = 22,17^{\circ}$
- coesione  $C_d = C_k / \gamma_c = 0 \text{ kPa}$

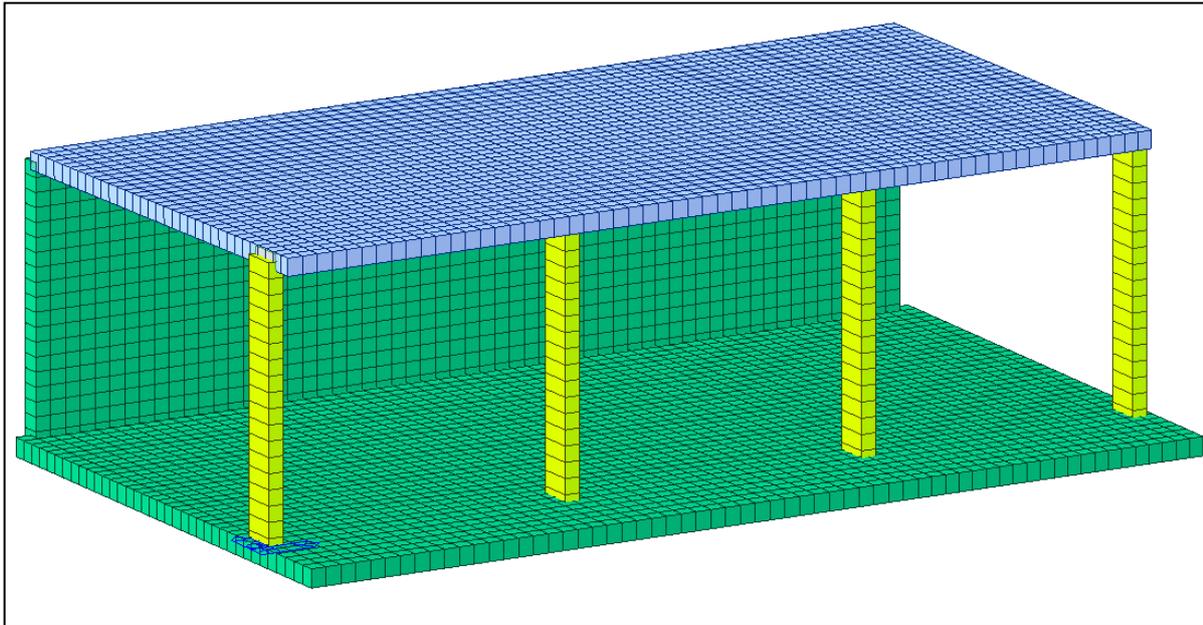
#### Approccio 2 (GEO-STR)

- peso specifico naturale  $\gamma_d = \gamma_k / \gamma_f = 18 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito  $\tan \phi_d = \tan \phi_k / \gamma_{\phi} \rightarrow \phi_d = 27^{\circ}$
- coesione  $C_d = C_k / \gamma_c = 0 \text{ kPa}$

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 16 di 50

## 7. MODELLO DI CALCOLO

Il calcolo della struttura è stato condotto con un modello 3D agli elementi finiti con elementi tipo BEAM e PLATE, semplificati ma in grado di rappresentare significativamente la geometria della struttura per quanto riguarda i carichi agenti sulla struttura. Il modello è stato realizzato con l'ausilio del programma MidasGen 2019 v1.1 di comprovata attendibilità.



Il piano di posa delle fondazioni è previsto a  $-1.00$  m dall'attuale piano campagna.

Per quanto riguarda la modellazione del substrato di fondazione si è fatto ricorso al metodo di Winkler, che resta il più diffuso tra i metodi per lo studio dell'interazione tra fondazione e terreno.

Per suolo alla Winkler si intende un suolo *puramente ideale*, paragonabile ad un letto di molle, un terreno perfettamente elastico, che ha la comodità di essere usato con facilità nei calcoli e presenta sufficienti attinenze alla maggioranza dei casi reali. Tale metodologia consente un primo approccio al problema o una soluzione rapida e sbrigativa a casi che con altri approcci si rivelerebbero molto complessi ed onerosi.

Al fine di applicare questo metodo, occorre una valutazione del valore del coefficiente di reazione del terreno, detto anche costante di sottofondo  $K$ .

Tale costante non è affatto una proprietà intrinseca del terreno, ma dipende da forma e dimensioni della fondazione, dalla distribuzione dei carichi agenti, dalla stratigrafia e dalla composizione fisica del suolo. Da quanto detto emerge come questa grandezza  $K$  sia molto spesso tutt'altro che costante per una fondazione ampia, che coinvolge una volumetria di terreno poco omogenea. Occorrono quindi molte e costose indagini geotecniche per appurare con esattezza il valore più idoneo.

Il tipo di indagine più semplice e più indicativo per indagare sul comportamento di una fondazione superficiale, ed in particolare sul valore del coefficiente di reazione  $K$ , è la prova di carico su modello in scala ridotta, ovvero la cosiddetta prova di carico su piastra.

La costante di Winkler per carichi verticali viene valutata tramite una metodologia suggerita da J. E. Bowles, sulla base della capacità portante (carico ultimo) della fondazione secondo la seguente formula:

$$k = Q_{ult} / \Delta H$$

dove  $\Delta H$  è assunto pari a 1 pollice (2,54 cm).

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 17 di 50

La prova su piastra, tuttavia, non sempre fornisce risultati facilmente interpretabili ed estrapolabili per la determinazione del comportamento della fondazione vera e propria e spesso il comportamento osservato durante la prova differisce in maniera sostanziale da quello della costruzione reale, se non altro a causa di inevitabili effetti di scala e di altri fattori quali l'entità dei carichi agenti, la forma e le dimensioni della fondazione, l'eterogeneità del sottosuolo, la natura e le proprietà dei terreni di fondazione.

Tuttavia, dall'applicazione delle prove di carico su piastra si possono ottenere indicazioni, oltre che su K, anche sul valore del modulo elastico equivalente per la fondazione in vera grandezza, ovvero del rapporto tra i cedimenti della fondazione reale ed i cedimenti relativi alla prova.

In un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dal carico applicato, dalle proprietà del terreno medesimo, nonché dalla forma e dalle dimensioni della fondazione. Ne consegue, pertanto, che il coefficiente di reazione k non è semplicemente una proprietà del terreno.

Nelle condizioni di progetto è possibile adottare il valore  $K = 50.000 \text{ kN/mq/m}$  (*J. E. Bowles, "Foundation analysis and design", McGraw Hill 4th Edition, 1988*).

## 8. VERIFICHE

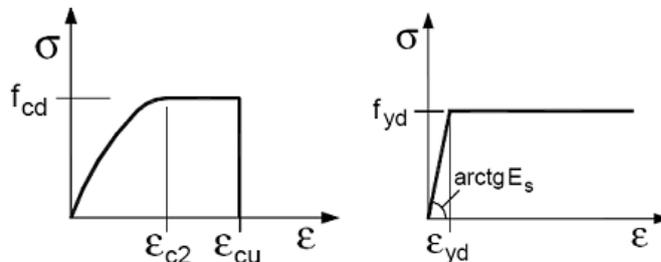
Nelle combinazioni opportune, sono state condotte le seguenti verifiche:

- verifiche di resistenza degli elementi strutturali
- verifica al carico limite del terreno
- verifica a punzonamento

### 8.1 Verifica elementi strutturali in termini di resistenza

In base al punto 4.1.2.1 NTC, per tutti gli elementi strutturali deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto.

I legami  $\sigma$ - $\epsilon$  dei materiali, adottati per il calcolo di queste ultime, sono quelli indicati dalle NTC e EC2 (parabola rettangolo per il calcestruzzo e legame elastico-perfettamente plastico per l'acciaio).



I valori dei parametri  $f_{cd}$ ,  $\epsilon_{c2}$ ,  $\epsilon_{cu}$ ,  $f_{yd}$ ,  $\epsilon_{yd}$  compaiono nei form di calcolo riportati nelle relative verifiche.

La deformazione ultima dell'acciaio  $\epsilon_{ud}$  è impostata sul valore (§4.1.2.1.2.3 NTC):

$$\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk} = 0,9 \times (A_{gt})_k = 0,9 \times 0,075 = 0,0675.$$

### 8.2 Verifica a punzonamento

La resistenza a taglio delle piastre di solaio in corrispondenza dell'appoggio concentrato del singolo pilastro deve essere verificata lungo la faccia del pilastro e il perimetro di verifica "u", definito in EC2 a seconda della posizione del pilastro e della presenza o meno di asole nella piastra.

Il valore di taglio resistente, in caso di assenza di armature specifiche, può essere calcolato come indicato al §6.4.4 EC2:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$$

dove:

$V_{Rd,c}$  = resistenza di progetto a punzonamento [MPa]

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 \quad (d \text{ è in mm})$$

$d$  = altezza utile della sezione (essendo diversi i valori di  $d$  nelle due direzioni della piastra di solaio per via dell'accavallarsi delle armature, si considera il valore medio)

$$\rho_l = \sqrt{(\rho_{lx} \cdot \rho_{ly})} \leq 0,02 \quad \text{rapporto di armatura}$$

$\rho_{ly}$  e  $\rho_{lz}$  sono riferiti all'acciaio teso aderente nelle rispettive direzioni  $y$  e  $z$ . Si raccomanda di calcolare i termini  $\rho_{ly}$  e  $\rho_{lz}$  come valori medi considerando una larghezza di piastra pari alla larghezza del pilastro più tre volte  $d$  su ciascun lato.

$f_{ck}$  espresso in MPa

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

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO	
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	Emissione
		REV.	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc	Pag. 19 di 50
<p><math>k_1 = 0,15</math></p> <p><math>\sigma_{cp}</math> = è la media, nelle due direzioni, delle tensioni normali nel cls della sezione critica (=0 nei casi in esame).</p> <p>In condizioni normali, ovvero con pilastro centrale in assenza di asole a distanza inferiore a 6d dalla faccia del pilastro, detti <math>l_x</math> ed <math>l_y</math> i lati del pilastro, il perimetro di verifica vale:</p> <p><math>u = 2 \cdot (l_x + l_y + 8 \cdot d)</math>.</p> <p><b>8.3 Verifica al carico limite del terreno</b></p> <p><b>8.3.1 <u>Calcolo della capacità portante del terreno di fondazione</u></b></p> <p>Il comportamento teorico del terreno di fondazione sottoposto all'applicazione di un carico viene generalmente schematizzato secondo le indicazioni di Terzaghi (1943).</p> <p>Su terreni sciolti, numerose sono le relazioni analitiche proposte per valutare la capacità portante di una fondazione superficiale. Le più utilizzate, e attendibili, sono quelle di Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen.</p> <p>La formulazione di Vesic (1973), deriva dalla formula di Brinch Hansen, dalla quale differisce per i valori dei fattori correttivi per carichi inclinati, per fondazioni su pendio, per fondazioni con base ruotata e per una diversa definizione del fattore di portanza <math>N_\gamma</math>. Ha la seguente espressione:</p> $Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot \zeta_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \zeta_q \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \zeta_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$ <p>dove:</p> <p><math>N_c, N_q, N_\gamma</math> sono fattori adimensionali di portanza</p> <p><math>\zeta_c, \zeta_q, \zeta_\gamma</math> sono fattori che tengono conto della forma della fondazione;</p> <p><math>d_c, d_q, d_\gamma</math> sono fattori correttivi che tengono conto dell'approfondimento della fondazione</p> <p><math>i_c, i_q, i_\gamma</math> sono fattori correttivi per l'inclinazione dei carichi, che nel caso in esame sono pari all'unità</p> <p><math>b_c, b_q, b_\gamma</math> sono fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, anch'essi pari ad 1 nel caso in esame</p> <p><math>g_c, g_q, g_\gamma</math> sono fattori correttivi per tener conto di fondazioni poggianti su pendio, unitari nel caso in esame.</p>			
STG – STUDIO GOSO ASSOCIATI via Fiume 2A/1 - 17100 SAVONA www.studiogoso.it			

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO	
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	Emissione
		REV.	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc	Pag. 20 di 50

## 9. DETTAGLI COSTRUTTIVI

### 9.1 Armatura Travi (p.to 4.6.1.1 NTC18)

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = 0,26 (f_{ctm}/f_{yk}) b_t d \quad \text{e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

dove:

$b_t$  rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di  $b_t$  si considera solo la larghezza dell'anima;

$d$  è l'altezza utile della sezione;

$f_{ctm}$  è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita nel § 11.2.10.2;

$f_{yk}$  è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Negli appoggi di estremità, all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata coerentemente con il modello a traliccio adottato per il taglio e quindi applicando la regola della traslazione della risultante delle trazioni dovute al momento flettente, in funzione dell'angolo di inclinazione assunto per le bielle compresse di calcestruzzo.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c,$$

essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad  $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$  essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a  $0,8$  volte l'altezza utile della sezione. In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe. Eventuali armature longitudinali compresse di diametro  $\phi$  prese in conto nei calcoli di resistenza devono essere trattate da armature trasversali con spaziatura non maggiore di  $15 \phi$ .

### 9.2 Armatura Pilastri (p.to 4.6.1.2 NTC18)

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm. Inoltre, la loro area non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = (0,10 N_{Ed} / f_{yd}) \text{ e comunque non minore di } 0,003 A_c [4.1.46]$$

dove:

$f_{yd}$  è la resistenza di progetto dell'armatura (riferita allo snervamento)

$N_{Ed}$  è la forza di compressione assiale di progetto

$A_c$  è l'area di calcestruzzo.

Le armature trasversali devono essere poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di  $1/4$  del diametro massimo delle barre longitudinali.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura non deve superare  $A_{s,max} = 0,04 A_c$ , essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

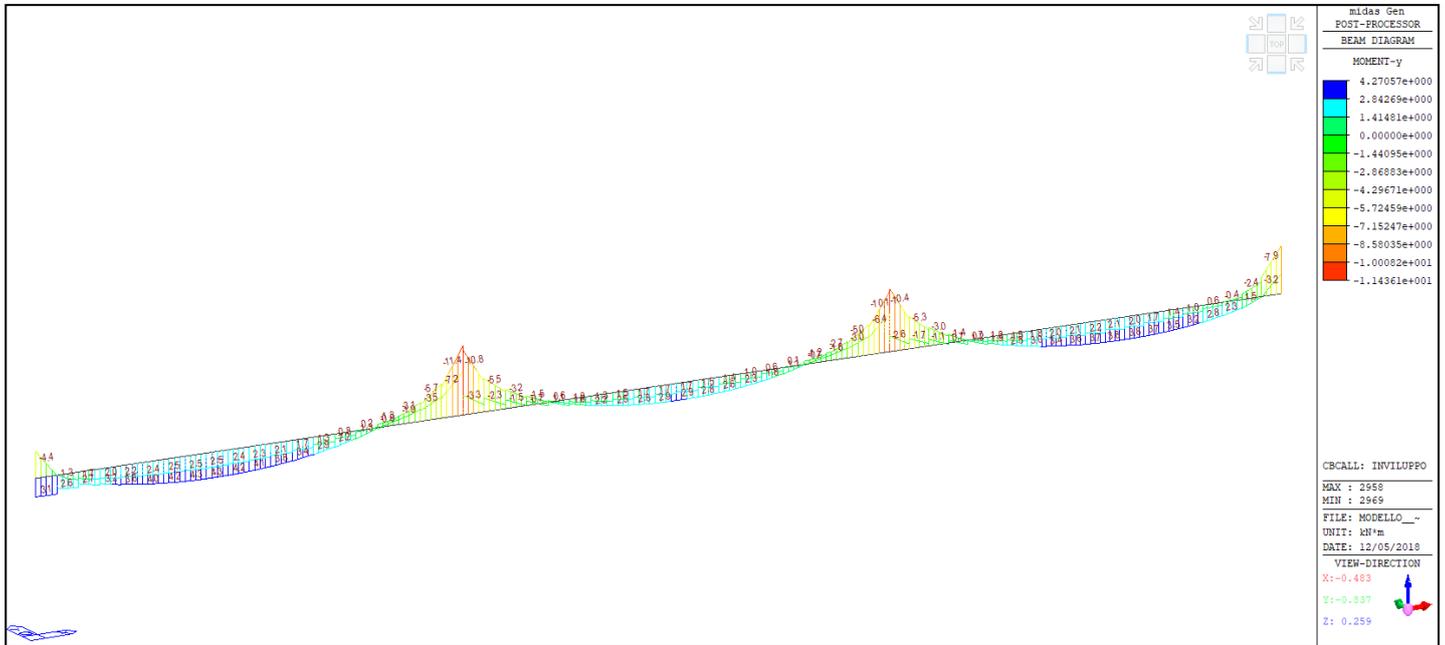
Nei form seguenti si riportano le verifiche dei dettagli costruttivi di travi e pilastri.

<b>Limitazioni geometriche capitolo 4 trave 70x20</b>			
Base		b	700,00 mm
Altezza		h	200,00 mm
diametro ferro		$\phi$	12,00 mm
copriferro netto		c	30,00 mm
diametro staffa		$\phi$	8,00 mm
Area compressa		$A_c$	140000,00 mm <sup>2</sup>
Area armatura lembo teso		$A_s$	565,00 mm <sup>2</sup>
Area armatura lembo compresso		$A_s$	565,00 mm <sup>3</sup>
Resistenza media a trazione semplice:		$f_{ctm}$	2,56 mm
larghezza media zona tesa		$b_t$	700,00 mm
Altezza utile sezione		d	156,00 mm
resistenza a trazione armatura		$f_{yk}$	450,00 mm
resistenza a trazione armatura progetto		$f_{yd}$	391,30 mm
Armatura minima		$A_{s,min}$	161,40 mm <sup>2</sup>
Armatura minima		$A_{s,min}$	1050,00 mm <sup>2</sup>
Armatura max	Verificata	$A_{s,max}$	5600,00 mm <sup>2</sup>
Verifica armatura M positivo		M +	Verificato
Verifica armatura M negativo		M -	Verificato
Passo staffe max a metro		S	12,48 mm

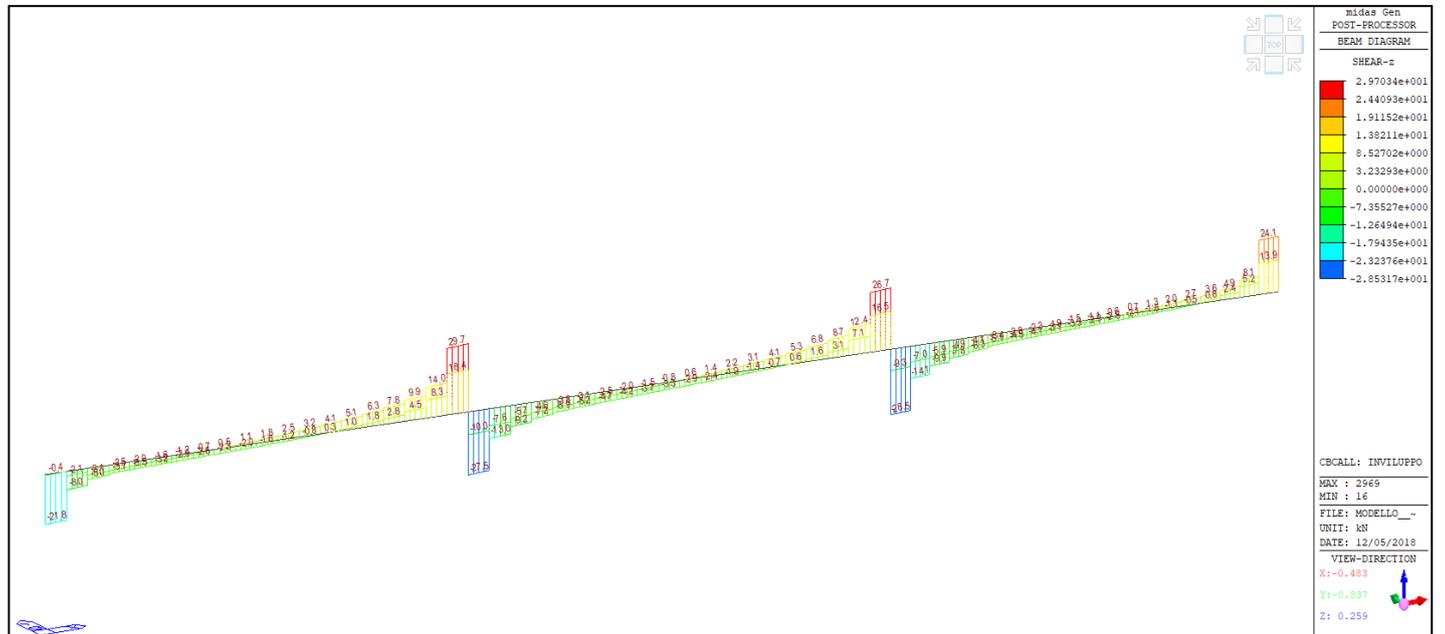
<b>Limitazioni geometriche capitolo 4 - pilastri</b>			
Base		b	200,00 mm
Altezza		h	500,00 mm
diametro ferro		$\phi$	12,00 mm
copriferro netto		c	30,00 mm
diametro staffa		$\phi$	8,00 mm
Passo staffe		s	14,00 mm
Area compressa		$A_c$	100000,00 mm <sup>2</sup>
Area armatura lembo teso		$A_s$	339,00 mm <sup>2</sup>
Area armatura lembo compresso		$A_s$	339,00 mm <sup>3</sup>
resistenza a trazione armatura		$f_{yk}$	450,00 mm
resistenza a trazione armatura progetto		$f_{yd}$	391,30 mm
Azione di compressione max		N	130 kN
Armatura minima	Verificata	$A_{s,min}$	300,00 mm <sup>2</sup>
Passo staffe max	Verificata	s	144 mm
Area fuori zona sovrapposizione	Verificata	$A_{s,max}$	4000 mm <sup>2</sup>

**10. RISULTATI DELLE VERIFICHE**

**10.1 Verifica della trave 70 x 20 cm**



*Inviluppo momento - My*



*Inviluppo del taglio momento - Fz*

10.1.1 Verifica a flessione

La trave è così armata: 5φ12 a lembo superiore e 5φ12 inferiore.

Copriferro minimo: 3 cm.

Armatura trasversale: staffe φ8/12.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave\_20x70**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	70	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	4,4
2	5,65	15,6

**Tipologia Sezione:**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Diagramma:**

**Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>Ed</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N:**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Tipologia rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipologia flessione:**  
 Retta  Deviata

**Materiali:**  
**B450C** **C25/30**  
E<sub>su</sub> 67,5 ‰ E<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² E<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
E<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
τ<sub>c1</sub> 1,829

**Parametri di progetto:**  
M<sub>xRd</sub> 33,25 kNm  
σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 11,28 ‰  
d 15,6 cm  
x 3,694 x/d 0,2368  
δ 0,736

**Calcoli:** N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento di progetto è inferiore al momento resistente della sezione.

$$M_{Ed} = 12,3 \text{ kNm} < M_{Rd} = 29,52 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

COMUNE DI STELLA - Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO	
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018
		REV.	DATA
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc	Pag. 24 di 50

### 10.1.2 Verifica a taglio

La sezione non necessita di armatura integrativa a taglio.

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (p.to 4.1.2.1.3.1 DM 14 gennaio 18)			
<b>Caratteristiche del calcestruzzo</b>			
Resistenza caratteristica del calcestruzzo	$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck}$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	$\gamma_c$	1,5	-
	$\alpha_{cc}$	0,85	-
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{ctm}$	2,56	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{ctk}$	1,79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1,19	N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Larghezza della sezione	$b_w$	700	mm
Altezza della sezione	$h$	200	mm
Sezione di calcestruzzo	$A_c$	140000	mm <sup>2</sup>
Altezza utile della sezione	$d$	180	mm
Coefficiente $r$	$r$	1,42	-
Sezione di armatura longitudinale di trazione ancorata	$A_{sl}$	565	mm <sup>2</sup>
$R_o$	$\rho_1$	0,004	-
	$k$	2,00	-
	$v_{min}$	0,49	-
<b>Sollecitazioni</b>			
Valore dello sforzo normale di calcolo (kN)	$N_{ed}$	0,00	kN
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Verifica del conglomerato</b>			
$V_{Rd}$	$= [0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d$	=	68
Limite minimo	$= (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$	=	62
$V_{Rd}$	=	<b>68</b>	<b>kN</b>

Il taglio di progetto è inferiore al taglio resistente:

$$V_{Ed} = 31,40 \text{ kN} < V_{Rd} = 68 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

COMUNE DI STELLA - Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 25 di 50

### 10.1.3 Verifica a fessurazione

VERIFICA ALLO S.L.E. DI UNA SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A. (riferimento di calcolo: circolare 252 del 15.10.1996)					
<b>MOMENTI DI VERIFICA</b>					
	combinazione quasi permanente		$M_0 - qp$	Nm	9127
	combinazione frequente		$M_0 - fr$	Nm	8934
	combinazione rara		$M_0 - rr$	Nm	11057
<b>VALORI NOMINALE LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE</b>					
	combinazione quasi permanente		$w_{lim} - qp$	mm	0,30
	combinazione frequente		$w_{lim} - fr$	mm	0,40
<b>Caratteristiche della sezione</b>					
	Larghezza sezione	NOTE	b	mm	700
	Altezza sezione		h	mm	200
<b>Caratteristiche dell'armatura</b>					
	Resistenza caratteristica allo snervamento		$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	450
	Copriferro lembo teso	riferito al baricentro dell'armatura	c	mm	48
	Copriferro reale	ricoprimento ferro + esterno	cf	mm	30
	Altezza utile della sezione		h'	mm	152
	Copriferro lembo compresso	riferito al baricentro dell'armatura	c'	mm	48
	Sezione armatura lembo teso		A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	565
	Sezione armatura lembo compresso	= 0 se in semplice armatura	A' <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	565
	Rapporto armature		γ	-	1,00
	Diametro dell'armatura di trazione	o equivalente	φ	mm	12
	Distanza fra le barre	se s > 14φ => s = 14φ	s	mm	168
	Modulo elastico armatura		E <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	210000
	Braccio dell'armatura lembo teso		d	mm	52
	Braccio dell'armatura lembo compresso		d'	mm	52
	Coefficiente di omogeneizzazione		m	-	15
	Momento inerzia sezione non fessurata		J	mm <sup>4</sup>	512499467
			W	mm <sup>3</sup>	5124995
<b>Caratteristiche del calcestruzzo</b>					
	Resistenza caratteristica cubica		R <sub>ck</sub>	N/mm <sup>2</sup>	30
	Resistenza caratteristica cilindrica		f <sub>ck</sub>	N/mm <sup>2</sup>	24,90
	Coefficiente di sicurezza del cls		γ <sub>c</sub>	-	1,50
			α <sub>cc</sub>	-	0,85
	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		f <sub>cd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	14,11
			f <sub>ctm</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2,56
			f <sub>ctk</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1,79
	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo		f <sub>ctd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1,19
			f <sub>cm</sub>	N/mm <sup>2</sup>	32,90
			E <sub>cm</sub>	N/mm <sup>2</sup>	31447
<b>Momento di I<sup>^</sup> fessurazione tipico della sezione</b>					
			M <sub>ess</sub>	Nm	13110
		COMB. QUASI PERMANENTE	==>	SEZIONE NON FESSURATA	
		COMB. FREQUENTE	==>	SEZIONE NON FESSURATA	
	Distanza asse neutro dal lembo compresso		x	mm	49,47
	Momento inerzia sezione		J	mm <sup>4</sup>	117359875
	Tensione nell'armatura nella sez fessurata per f <sub>ctm</sub>		σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	171,81

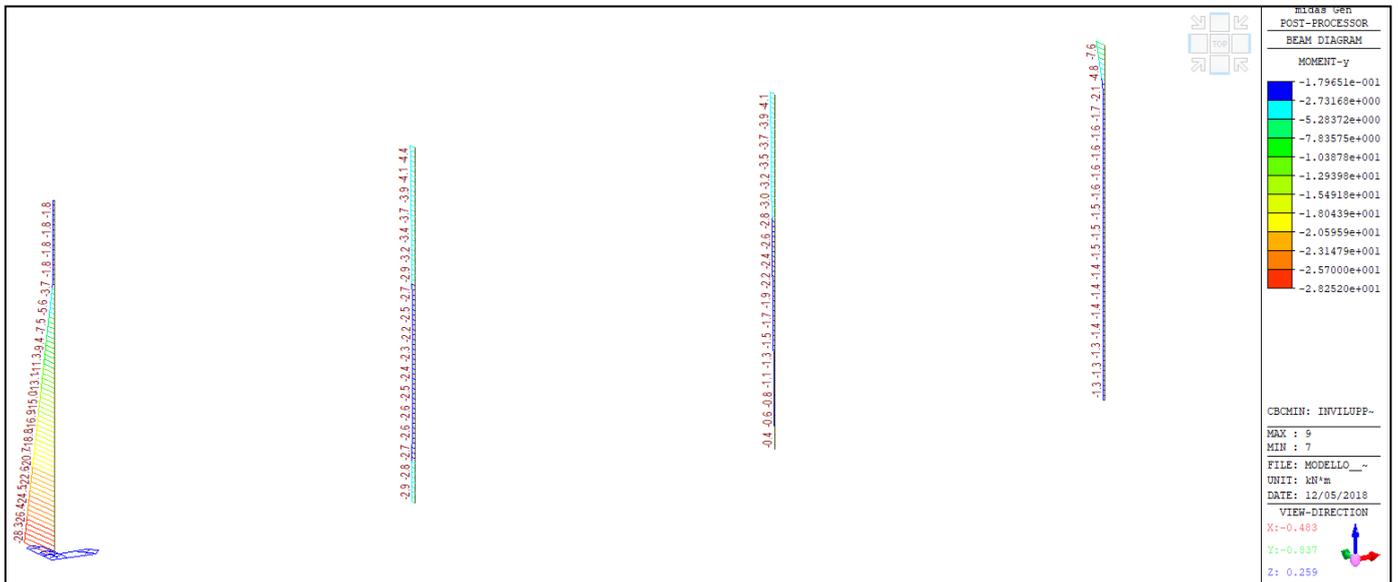
### 10.1.4 Verifica alle tensioni di esercizio

Tensioni nella sezione	VERIFICA				
<b>COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE</b>					
Tensione massima cls compresso	$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$	verifica soddisfatta	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1,29
Tensione massima armatura al lembo teso			σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	68,55
Tensione massima armatura al lembo compresso			σ' <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	4,24
<b>COMBINAZIONE FREQUENTE</b>					
Tensione massima cls compresso			σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1,26
Tensione massima armatura al lembo teso			σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	67,10
Tensione massima armatura al lembo compresso			σ' <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	4,15
<b>COMBINAZIONE RARA</b>					
Tensione massima cls compresso	$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$	verifica soddisfatta	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1,56
Tensione massima armatura al lembo teso	$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$	verifica soddisfatta	σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	83,04
Tensione massima armatura al lembo compresso			σ' <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	5,14

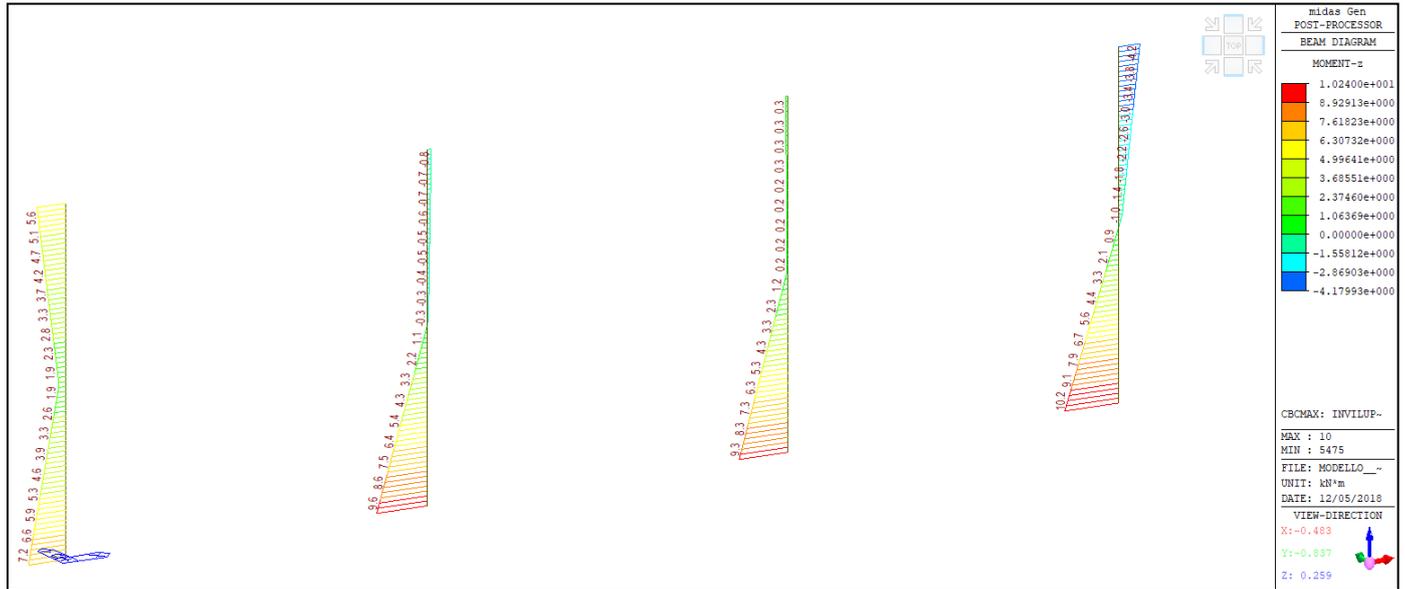
10.2 Verifica pilastri 20 x 50



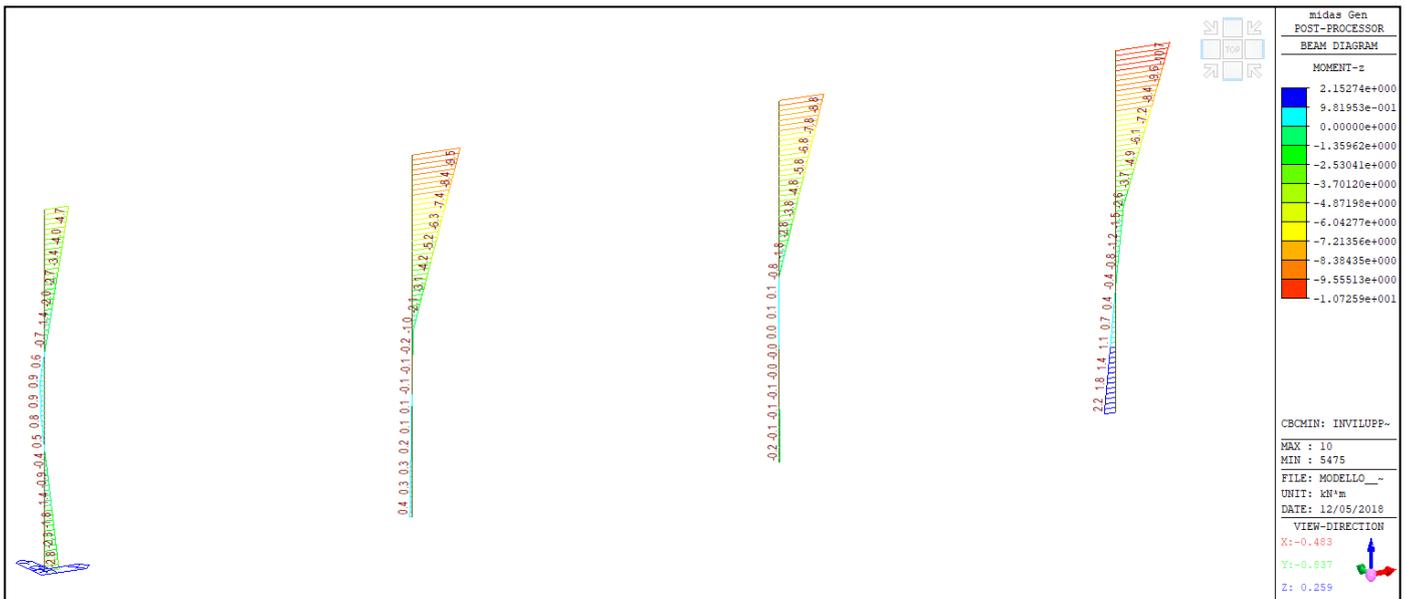
Inviluppo massimo del momento - My



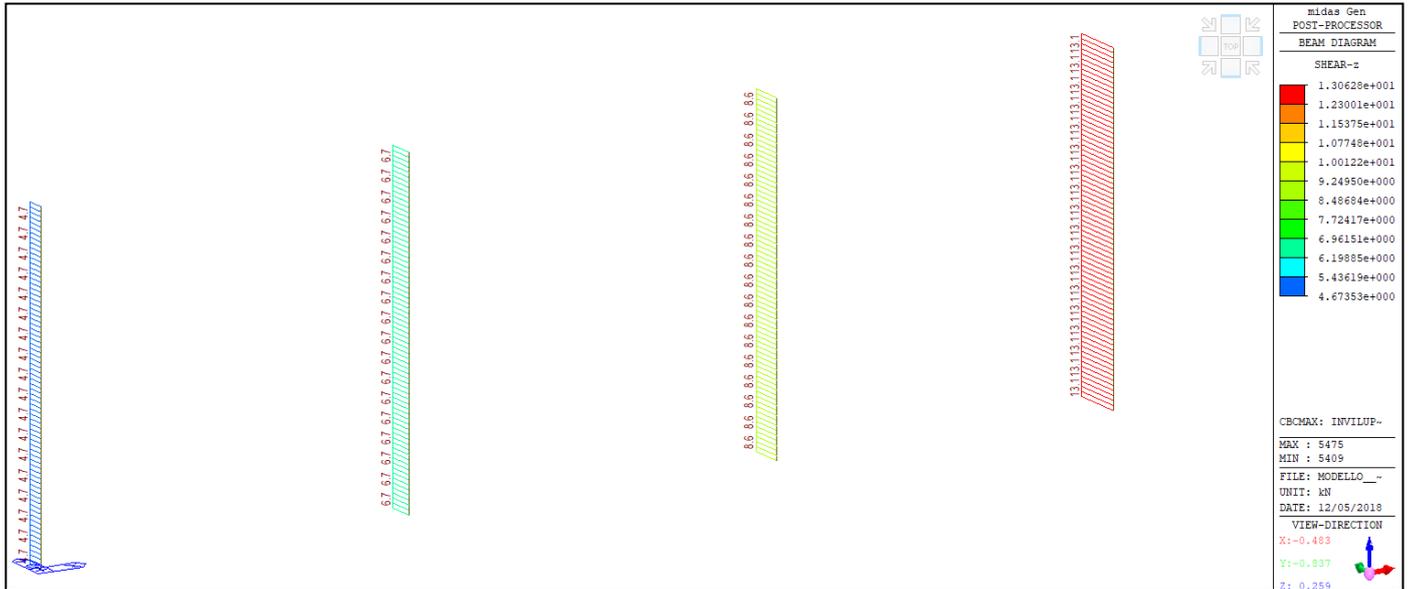
Inviluppo minimo del momento - My



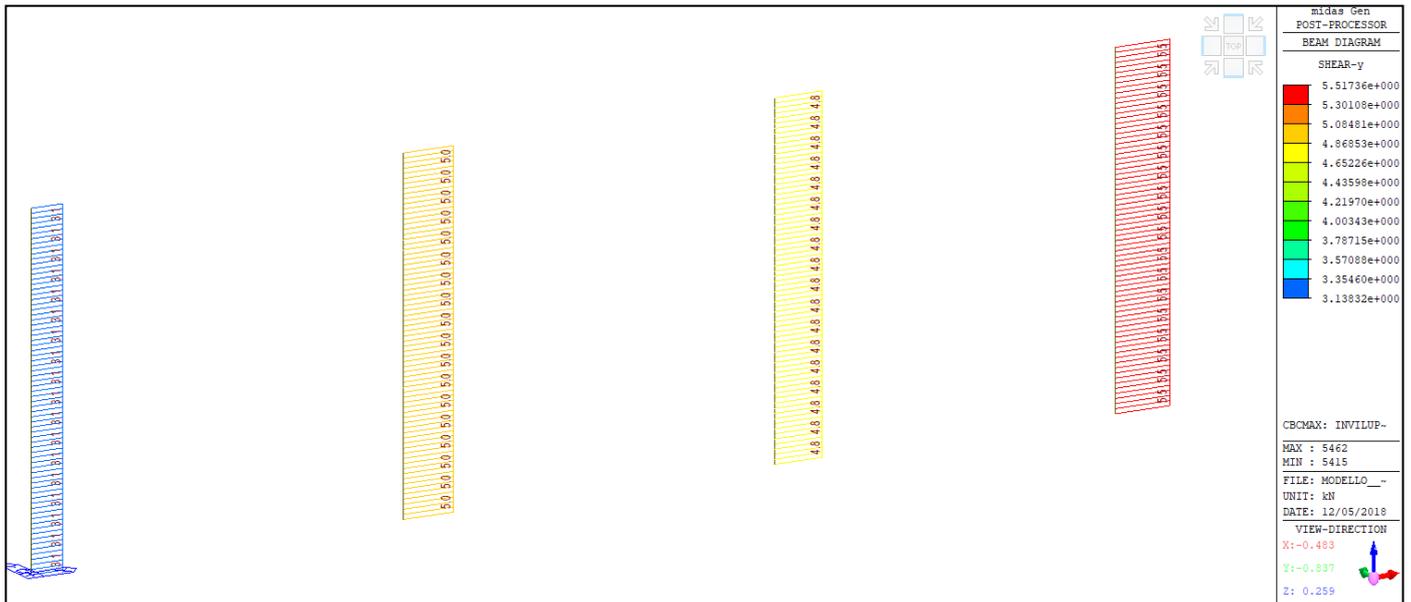
Inviluppo massimo del momento - Mz



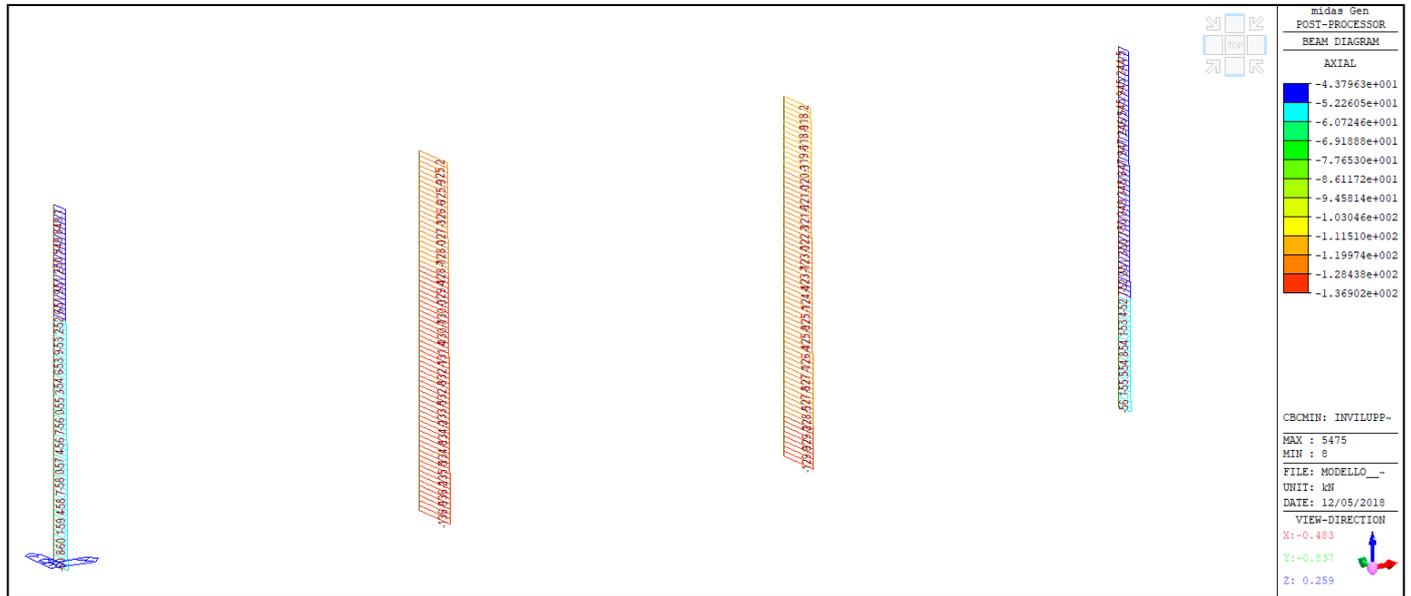
Inviluppo minimo del momento - Mz



Inviluppo massimo del taglio - Vz



Inviluppo massimo del taglio - Vy



Inviluppo massimo sforzo normale – N

10.2.1 Verifica a flessione deviata

Il pilastro è così armato: 3φ12 a lembo superiore e 3φ12 inferiore, 2 correnti φ12 a lato.  
 Copriferro minimo: 3 cm.  
 Armatura trasversale: staffe φ8/14.

Verifica C.A. S.L.U. - File: pilastro

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	20	50	1	3,39	4,4
			2	3,39	45,6
			3	2,26	18,13
			4	2,26	31,86

Tipologia sezione:  Rettang.re  Trapezi  a T  Circolare  Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 42,06 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 10,27 kNm

P.to applicazione N:  Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali: B450C C25/30

ε <sub>su</sub> 67,5 %	ε <sub>c2</sub> 2 %
f <sub>yd</sub> 391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3,5
E <sub>s</sub> 200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 14,17
ε <sub>s</sub> /ε <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0,8
ε <sub>syd</sub> 1,957 %	σ <sub>c,adm</sub> 9,75
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0,6
	τ <sub>c1</sub> 1,829

M<sub>xRd</sub> 64,32 kNm  
 M<sub>yRd</sub> 16,54 kNm  
 σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 %  
 ε<sub>s</sub> 3,079 %  
 d 21,46 cm  
 x 11,42 x/d 0,532  
 δ 1

Metodo di calcolo:  S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

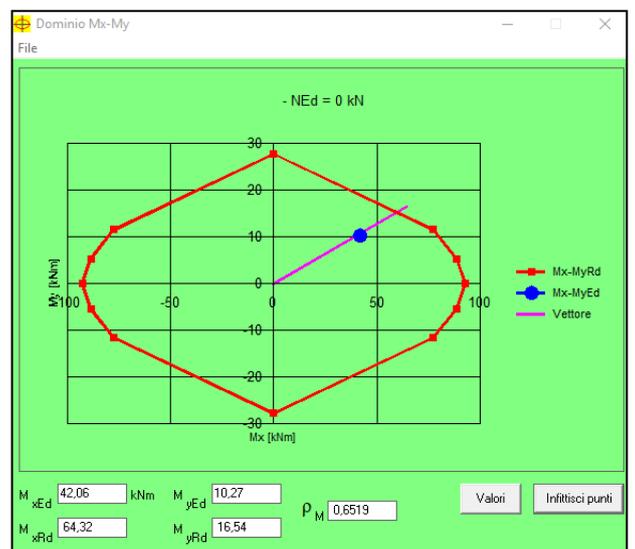
Tipologia flessione:  Retta  Devia

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 285

Precompresso



Si trascura l'azione di compressione a favore di sicurezza.  
 Il momento di progetto è inferiore al momento resistente. La verifica risulta soddisfatta.

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 30 di 50

### 10.2.2 Verifica a taglio

I pilastri non necessitano di armatura integrativa a taglio.

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (p.to 4.1.2.1.3.1 DM 17 gennaio 18)				
<b>Caratteristiche del calcestruzzo</b>				
Resistenza caratteristica del calcestruzzo		$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo		$f_{ck}$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo		$\gamma_c$	1,5	-
		$\alpha_{cc}$	0,85	-
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
		$f_{ctm}$	2,56	N/mm <sup>2</sup>
		$f_{ctk}$	1,79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo		$f_{ctd}$	1,19	N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche della sezione</b>				
Larghezza della sezione		$b_w$	200	mm
Altezza della sezione		$h$	500	mm
Sezione di calcestruzzo		$A_c$	100000	mm <sup>2</sup>
Copriferro reale (distanza del centro ferro dal cls)		$c$	44	mm
Altezza utile della sezione		$d$	456	mm
Coefficiente $r$		$r$	1,144	-
Sezione di armatura longitudinale di trazione ancorata		$A_{sl}$	339	mm <sup>2</sup>
Ro		$\rho_1$	0,004	-
		$k$	1,66	
		$v_{min}$	0,37	
<b>Sollecitazioni</b>				
Valore dello sforzo normale di calcolo (kN)		$N_{ed}$	0,00	kN
Tensione media di compressione nella sezione		$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Verifica del conglomerato</b>				
	$V_{Rd} =$	$[0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d$	=	38
	Limite minimo	$= (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$	=	34
	$V_{Rd} =$	<b>38</b>	<b>kN</b>	

Il taglio di progetto è inferiore al taglio resistente:

$$V_{Ed} = 13,06 \text{ kN} < V_{Rd} = 38 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

COMUNE DI STELLA - Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 31 di 50

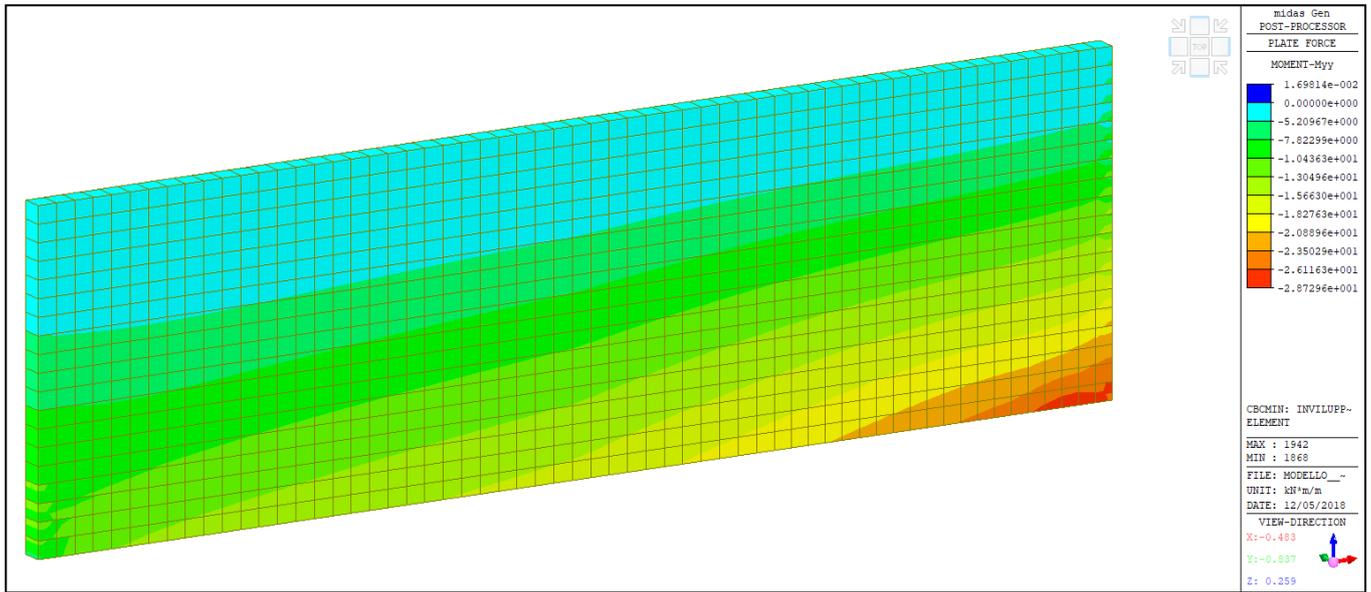
### 10.2.3 Verifica a fessurazione

VERIFICA ALLO S.L.E. DI UNA SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A. (riferimento di calcolo: circolare 252 del 15.10.1996)					
<b>MOMENTI DI VERIFICA</b>					
	combinazione quasi permanente		$M_b - qp$	Nm	2544
	combinazione frequente		$M_b - fr$	Nm	2477
	combinazione rara		$M_b - rr$	Nm	3212
<b>VALORI NOMINALE LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE</b>					
	combinazione quasi permanente		$w_{lim} - qp$	mm	0,30
	combinazione frequente		$w_{lim} - fr$	mm	0,40
<b>Caratteristiche della sezione</b>					
		NOTE			
	Larghezza sezione		b	mm	200
	Altezza sezione		h	mm	500
<b>Caratteristiche dell'armatura</b>					
	Resistenza caratteristica allo snervamento		$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	450
	Copri ferro lembo teso	riferito al baricentro dell'armatura	c	mm	44
	Copri ferro reale	ricoprimento ferro + esterno	cf	mm	30
	Altezza utile della sezione		h'	mm	456
	Copri ferro lembo compresso	riferito al baricentro dell'armatura	c'	mm	44
	Sezione armatura lembo teso		A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	565
	Sezione armatura lembo compresso	= 0 se in semplice armatura	A' <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	565
	Rapporto armature		γ	-	1,00
	Diametro dell'armatura di trazione	o equivalente	φ	mm	12
	Distanza fra le barre	se s > 14φ ==> s = 14φ	s	mm	168
	Modulo elastico armatura		E <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	210000
	Braccio dell'armatura lembo teso		d	mm	206
	Braccio dell'armatura lembo compresso		d'	mm	206
	Coefficiente di omogeneizzazione		m	-	15
	Momento inerzia sezione non fessurata		J	mm <sup>4</sup>	2802623533
			W	mm <sup>3</sup>	11210494
<b>Caratteristiche del calcestruzzo</b>					
	Resistenza caratteristica cubica		R <sub>ck</sub>	N/mm <sup>2</sup>	30
	Resistenza caratteristica cilindrica		f <sub>ck</sub>	N/mm <sup>2</sup>	24,90
	Coefficiente di sicurezza del cls		γ <sub>c</sub>	-	1,50
			α <sub>cc</sub>	-	0,85
	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		f <sub>cd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	14,11
			f <sub>ctm</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2,56
			f <sub>ctk</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1,79
	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo		f <sub>ctd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1,19
			f <sub>ctm</sub>	N/mm <sup>2</sup>	32,90
			E <sub>cm</sub>	N/mm <sup>2</sup>	31447
<b>Momento di I<sup>a</sup> fessurazione tipico della sezione</b>					
			M <sub>fess</sub>	Nm	28678
		COMB. QUASI PERMANENTE	==>	SEZIONE NON FESSURATA	
		COMB. FREQUENTE	==>	SEZIONE NON FESSURATA	
	Distanza asse neutro dal lembo compresso		x	mm	137,87
	Momento inerzia sezione		J	mm <sup>4</sup>	1107114992
	Tensione nell'armatura nella sez fessurata per f <sub>ctm</sub>		σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	123,61

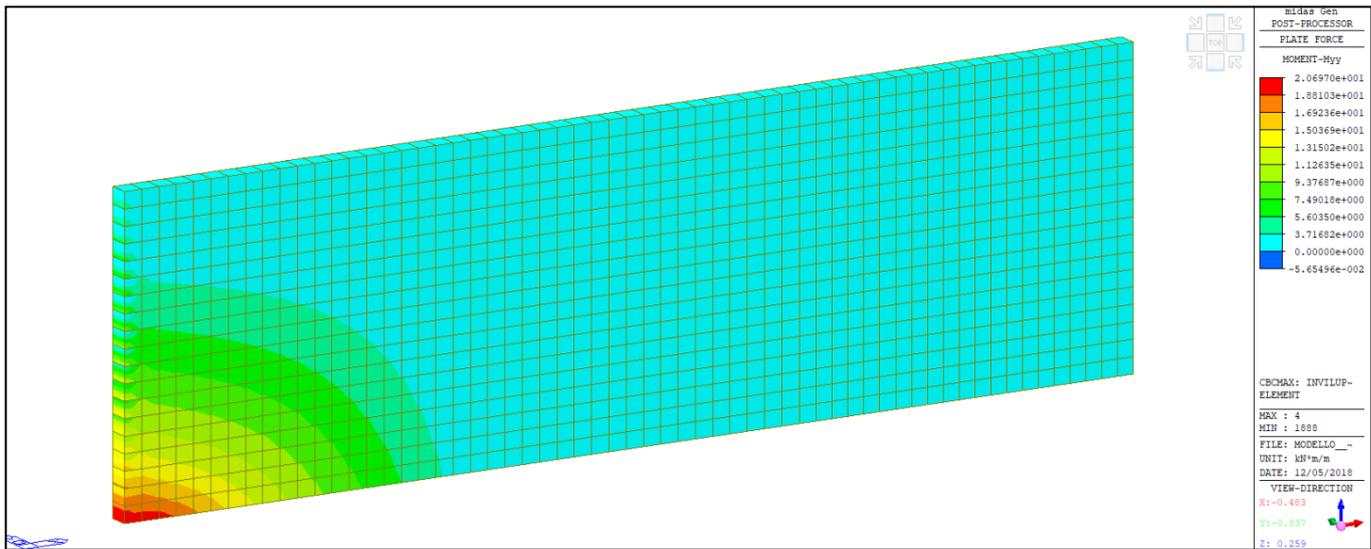
### 10.2.4 Verifica alle tensioni di esercizio

Tensioni nella sezione	VERIFICA				
<b>COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE</b>					
Tensione massima cls compresso	$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$	verifica soddisfatta	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0,32
Tensione massima armatura al lembo teso			σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	10,97
Tensione massima armatura al lembo compresso			σ' <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	3,24
<b>COMBINAZIONE FREQUENTE</b>					
Tensione massima cls compresso			σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0,31
Tensione massima armatura al lembo teso			σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	10,68
Tensione massima armatura al lembo compresso			σ' <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	3,15
<b>COMBINAZIONE RARA</b>					
Tensione massima cls compresso	$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$	verifica soddisfatta	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0,40
Tensione massima armatura al lembo teso	$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$	verifica soddisfatta	σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	13,84
Tensione massima armatura al lembo compresso			σ' <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	4,08

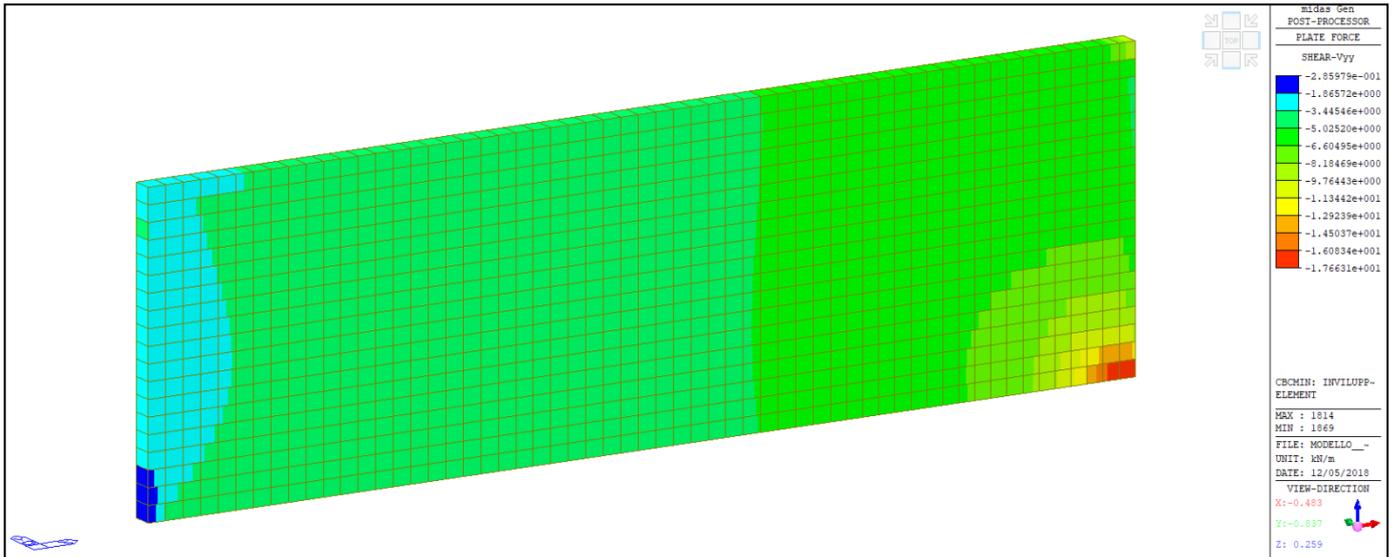
10.3 Verifica del setto



*Inviluppo massimo del momento- Myy*



*Inviluppo minimo del momento- Myy*



Inviluppo massimo del taglio – Vyy

10.3.1 Verifica a flessione

Il setto di spessore 25 cm risulta così armato: 5φ12 a lembo superiore e 5φ12 inferiore.

Copriferro minimo: 3 cm.

Armatura trasversale: staffe φ8/12.

Home Inserisci Progettazione Layout Riferimenti Lettere Revisione Visualizza

Verifica C.A. S.L.U. - File: muro

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	5,65	4,4
			2	5,65	20,6

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	14,17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	9,75
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,6
		τ <sub>c1</sub>	1,029

M<sub>xRd</sub> 47,1 kN m  
 σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 18,98 ‰  
 d 20,6 cm  
 x 3,207 x/d 0,1557  
 δ 0,7

Il momento di progetto è inferiore al momento resistente della sezione.

$$M_{Ed} = 28,72 \text{ kNm} < M_{Rd} = 47,71 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

COMUNE DI STELLA - Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 34 di 50

### 10.3.2 Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (p.to 4.1.2.1.3.1 DM 17 gennaio 18)				
<b>Caratteristiche del calcestruzzo</b>				
Resistenza caratteristica del calcestruzzo		$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo		$f_{ck}$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo		$\gamma_c$	1,5	-
		$\alpha_{cc}$	0,85	-
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
		$f_{ctm}$	2,56	N/mm <sup>2</sup>
		$f_{ctk}$	1,79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo		$f_{ctd}$	1,19	N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche della sezione</b>				
Larghezza della sezione		$b_w$	1000	mm
Altezza della sezione		$h$	250	mm
Sezione di calcestruzzo		$A_c$	250000	mm <sup>2</sup>
Copriferro reale (distanza del centro ferro dal cls)		$c$	44	mm
Altezza utile della sezione		$d$	206	mm
Coefficiente $r$		$r$	1,394	-
Sezione di armatura longitudinale di trazione ancorata		$A_{sl}$	566	mm <sup>2</sup>
$R_o$		$\rho_1$	0,003	-
		$k$	1,99	
		$v_{min}$	0,49	
<b>Sollecitazioni</b>				
Valore dello sforzo normale di calcolo (kN)		$N_{ed}$	0,00	kN
Tensione media di compressione nella sezione		$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Verifica del conglomerato</b>				
$V_{Rd} =$	$[0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d$	=	93	
Limite minimo =	$(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$	=	101	
$V_{Rd} =$	<b>101</b>	<b>kN</b>		

Il taglio di progetto è inferiore al taglio resistente:

$$V_{Ed} = 17,66 \text{ kN} < V_{Rd} = 101 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

COMUNE DI STELLA - Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 35 di 50

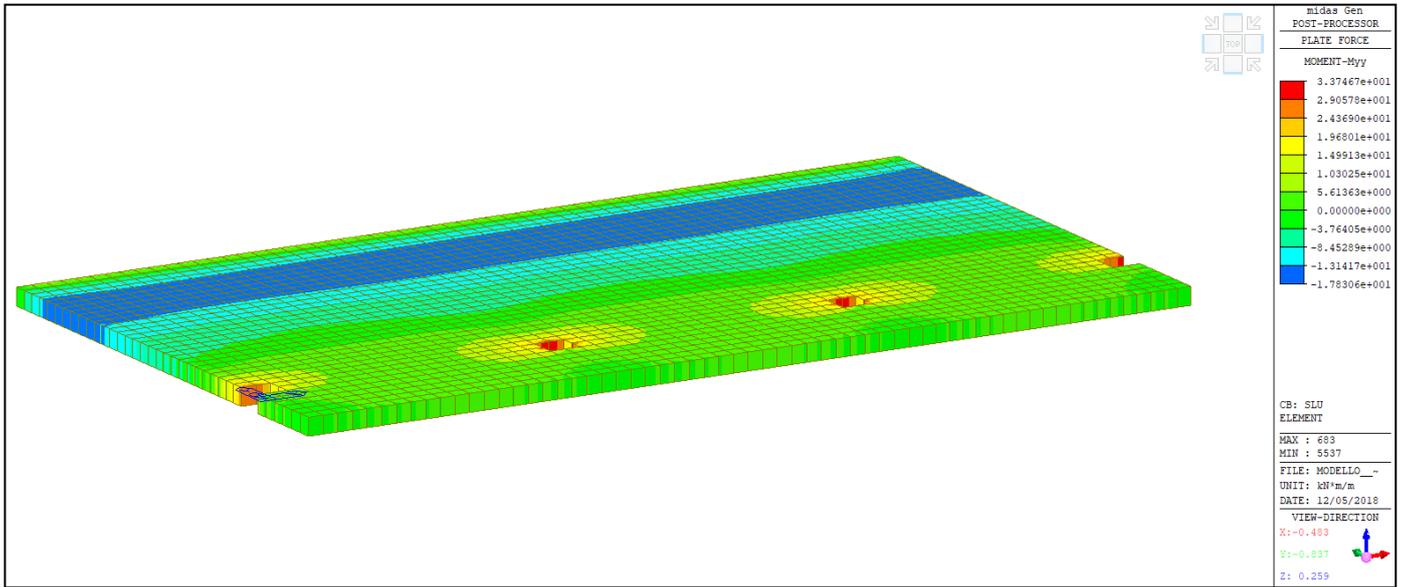
### 10.3.3 Verifica a fessurazione

VERIFICA ALLO S.L.E. DI UNA SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A. (riferimento di calcolo: circolare 252 del 15.10.1996)				
<b>MOMENTI DI VERIFICA</b>				
	combinazione quasi permanente		$M_t - qp$	$Nm$ 682
	combinazione frequente		$M_t - fr$	$Nm$ 640
	combinazione rara		$M_t - rr$	$Nm$ 1104
<b>VALORI NOMINALE LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE</b>				
	combinazione quasi permanente		$w_{lim} - qp$	$mm$ 0,30
	combinazione frequente		$w_{lim} - fr$	$mm$ 0,40
<b>Caratteristiche della sezione</b>				
	Larghezza sezione		b	$mm$ 1000
	Altezza sezione		h	$mm$ 250
<b>Caratteristiche dell'armatura</b>				
	Resistenza caratteristica allo snervamento		$f_{yk}$	$N/mm^2$ 450
	Copriferro lembo teso	riferito al baricentro dell'armatura	c	$mm$ 44
	Copriferro reale	ricoprimento ferro + esterno	cf	$mm$ 30
	Altezza utile della sezione		h'	$mm$ 206
	Copriferro lembo compresso	riferito al baricentro dell'armatura	c'	$mm$ 44
	Sezione armatura lembo teso		As	$mm^2$ 566
	Sezione armatura lembo compresso	= 0 se in semplice armatura	A's	$mm^2$ 566
	Rapporto armature		$\gamma$	- 1,00
	Diametro dell'armatura di trazione	o equivalente	$\phi$	$mm$ 12
	Distanza fra le barre	se $s > 14\phi \Rightarrow s = 14\phi$	s	$mm$ 168
	Modulo elastico armatura		$E_s$	$N/mm^2$ 210000
	Braccio dell'armatura lembo teso		d	$mm$ 81
	Braccio dell'armatura lembo compresso		d'	$mm$ 81
	Coefficiente di omogeneizzazione		m	- 15
	Momento inerzia sezione non fessurata		J	$mm^4$ 1413489113
			W	$mm^3$ 11307913
<b>Caratteristiche del calcestruzzo</b>				
	Resistenza caratteristica cubica		$R_{ck}$	$N/mm^2$ 30
	Resistenza caratteristica cilindrica		$f_{ck}$	$N/mm^2$ 24,90
	Coefficiente di sicurezza del cls		$\gamma_c$	- 1,50
			$\alpha_{cc}$	- 0,85
	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	$N/mm^2$ 14,11
			$f_{ctm}$	$N/mm^2$ 2,56
			$f_{ctk}$	$N/mm^2$ 1,79
	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo		$f_{ctd}$	$N/mm^2$ 1,19
			$f_{cm}$	$N/mm^2$ 32,90
			$E_{cm}$	$N/mm^2$ 31447
<b>Momento di I^a fessurazione tipico della sezione</b>			$M_{ess}$	$Nm$ 28927
		COMB. QUASI PERMANENTE	$\Rightarrow$	SEZIONE NON FESSURATA
		COMB. FREQUENTE	$\Rightarrow$	SEZIONE NON FESSURATA
	Distanza asse neutro dal lembo compresso		x	$mm$ 50,35
	Momento inerzia sezione		J	$mm^4$ 248576716
	Tensione nell'armatura nella sez fessurata per $f_{ctm}$		$\sigma_s$	$N/mm^2$ 271,70

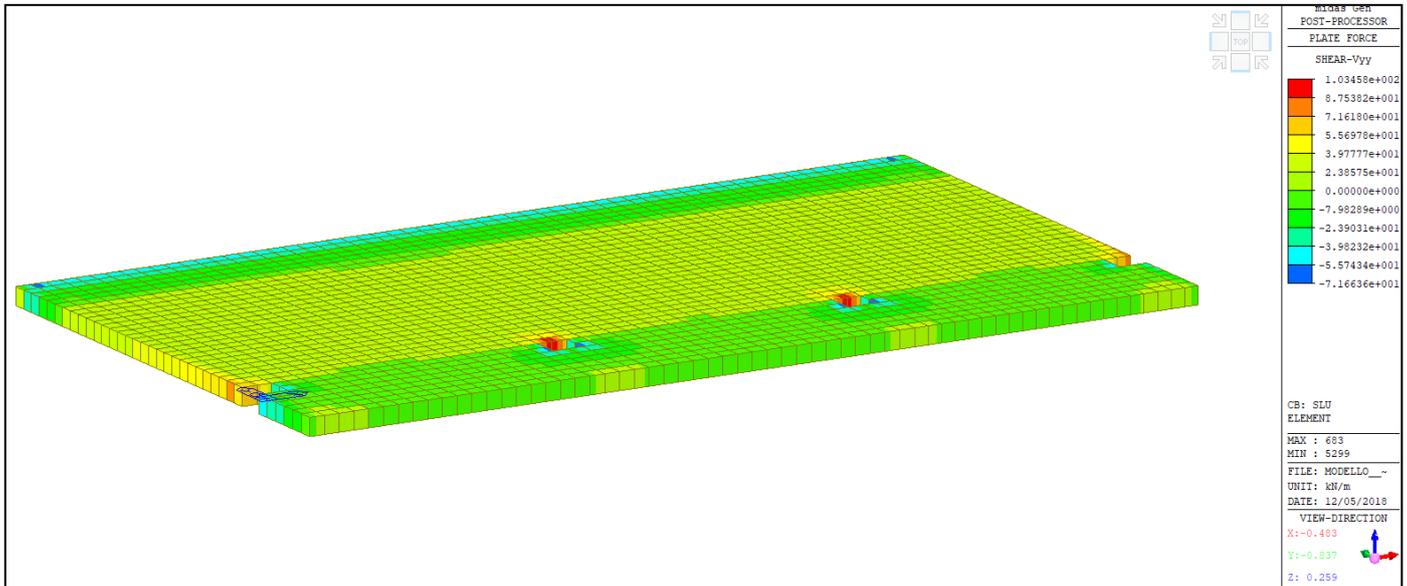
### 10.3.4 Verifica alle tensioni di esercizio

Tensioni nella sezione	VERIFICA				
<b>COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE</b>					
Tensione massima cls compresso	$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$	verifica soddisfatta	$\sigma_c$	$N/mm^2$	0,14
Tensione massima armatura al lembo teso			$\sigma_s$	$N/mm^2$	6,41
Tensione massima armatura al lembo compresso			$\sigma'_s$	$N/mm^2$	0,26
<b>COMBINAZIONE FREQUENTE</b>					
Tensione massima cls compresso			$\sigma_c$	$N/mm^2$	0,13
Tensione massima armatura al lembo teso			$\sigma_s$	$N/mm^2$	6,01
Tensione massima armatura al lembo compresso			$\sigma'_s$	$N/mm^2$	0,25
<b>COMBINAZIONE RARA</b>					
Tensione massima cls compresso	$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$	verifica soddisfatta	$\sigma_c$	$N/mm^2$	0,22
Tensione massima armatura al lembo teso	$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$	verifica soddisfatta	$\sigma_s$	$N/mm^2$	10,37
Tensione massima armatura al lembo compresso			$\sigma'_s$	$N/mm^2$	0,42

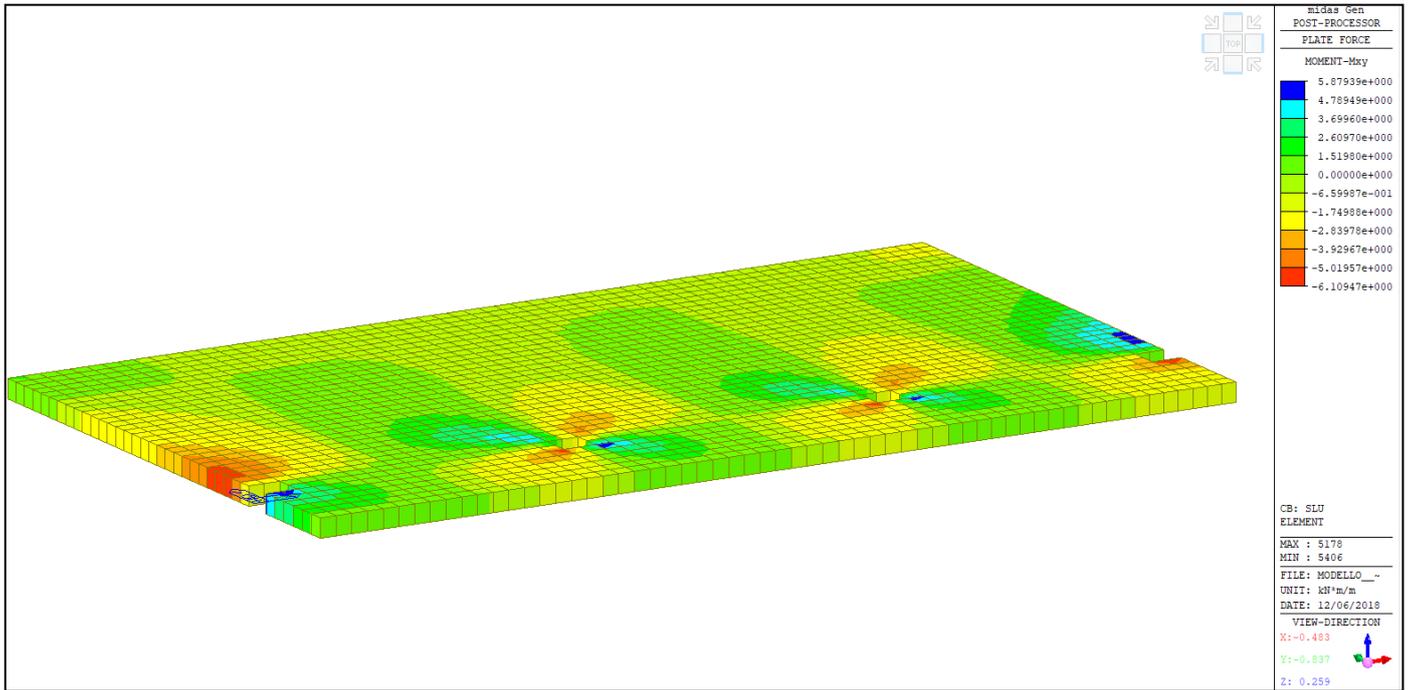
**10.4 Verifica della platea**



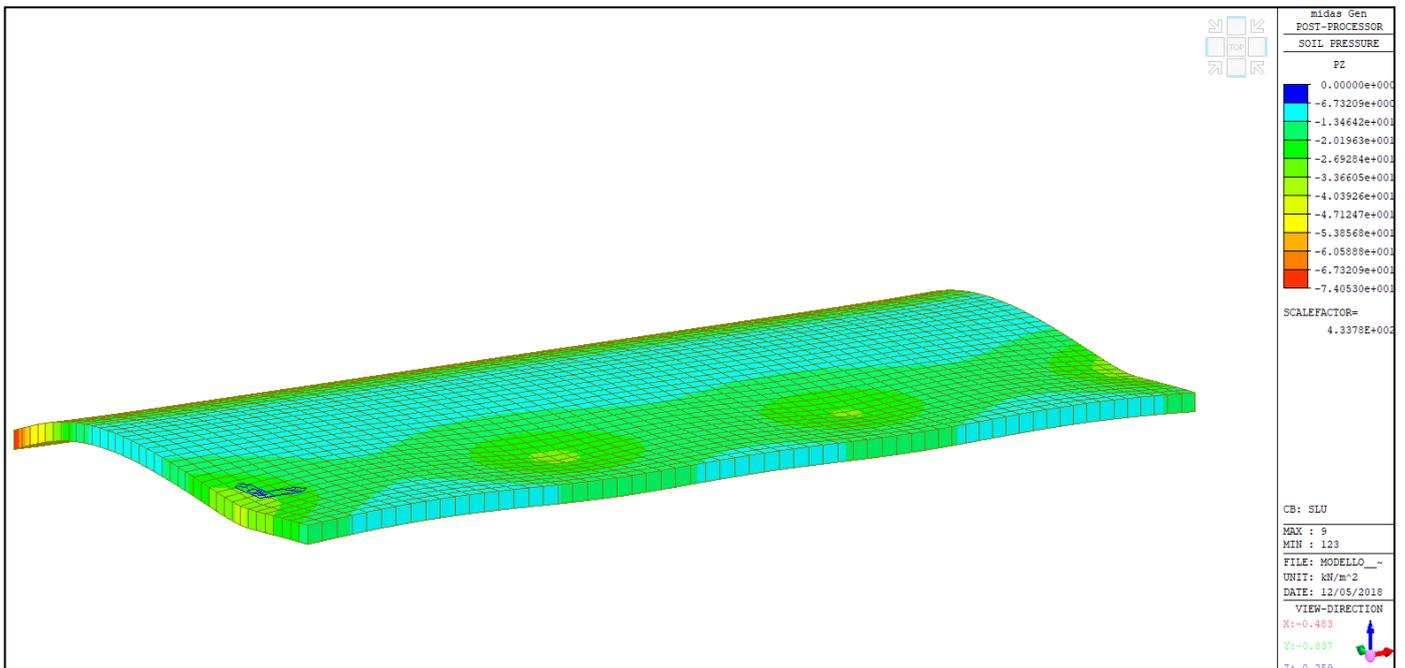
*Momento massimo Myy – SLU*



*Taglio massimo Vyy – SLU*



Memento Mxy – SLU



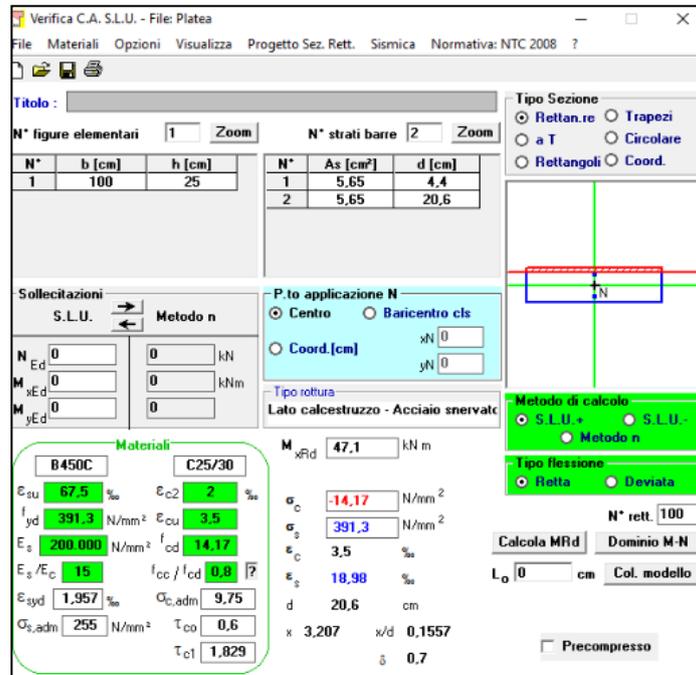
Pressioni massime sul terreno – SLU

10.4.1 Verifica a flessione

La fondazione a platea sarà armata con 5φ12/m a lembo inferiore e superiore ambe le direzioni.

Copriferro minimo: 3 cm.

Armatura trasversale: spille φ8/20 alternate.



Il momento di progetto è inferiore al momento resistente della sezione.

Nella valutazione del momento massimo si considera anche il contributo del momento torcente  $M_{xy}$ .

$$M_{Ed} = 33,74 + (6,10) \text{ kNm} < M_{Rd} = 39,84 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

COMUNE DI STELLA - Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 39 di 50

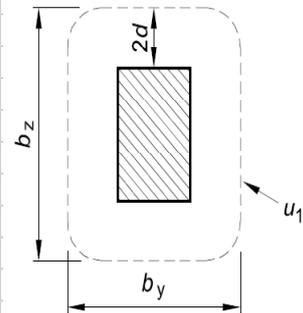
#### 10.4.2 Verifica a punzonamento

Nel form seguente è riportato il valore di taglio resistente della platea di spessore 25 cm, calcolato sulla base delle indicazioni dell'EC2 riportate in precedenza, tenendo conto dei bracci effettivi delle armature nelle due direzioni. La resistenza a taglio della platea in corrispondenza dell'appoggio concentrato del singolo pilastro deve essere verificata lungo la faccia del pilastro stesso e il perimetro di verifica "u", definito in EC2 a seconda della posizione del pilastro.

Il valore di taglio resistente, in caso di assenza di armature specifiche, può essere calcolato come indicato al §6.4.4

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$$

Azione di Taglio	$V_{ed}$	136,9 kN			
Dimensioni Pilastro x	$L_x$	20 cm			
Dimensioni Pilastro y	$L_y$	50 cm			
Spessore piastra s	s	25 cm			
	$B_x$	100,8 cm			
	$B_y$	135,6 cm			
Perimetro di verifica	$u_1$	472,8 cm			
coefficiente sicurezza $\gamma_c$	$\gamma_c$	1,50 -			
	$C_{Rd,c}$	0,12 -			
altezza utile direzione x	$d_x$	20,20 cm			
altezza utile direzione y	$d_y$	21,40 cm			
altezza utile media	d	20,80 cm			
	k	1,98 -	valore di calcolo =	1,98	
sezione armatura in direzione x	$A_{acc,x}$	5,65 cm <sup>2</sup> /m			
rapporto armatura direzione x	$\rho_{lx}$	2,80E-03 -			
sezione armatura in direzione y	$A_{acc,y}$	5,65 cm <sup>2</sup> /m			
rapporto armatura direzione y	$\rho_{ly}$	2,64E-03 -			
	$\rho_l$	2,72E-03 -			
resistenza cilindrica cls	$f_{ck}$	25 N/mm <sup>2</sup>			
	$k_1$	0,15 -			
	$\sigma_{cp}$	0 N/mm <sup>2</sup>			
	$V_{min}$	0,488 N/mm <sup>2</sup>			
	$V_{Rd,c}$	<b>0,4878</b> N/mm <sup>2</sup>	valore limite =	0,487783	
			valore di calcolo =	0,450135	
	$V_{Ed}$	479,70 N			



In condizioni normali, ovvero in caso di pilastro centrale, il perimetro di verifica vale:

$$\text{PILASTRO } 50 \times 20: u = 2 (l_x + l_y + 8 d) = 2 (500 + 200 + 8 \cdot 280) = 4728 \text{ mm}$$

e quindi la resistenza a taglio su tale perimetro vale:

$$\text{PILASTRO } 50 \times 20: V_{Rd,c} = 0,4878 \cdot 10^{-3} \text{ kN/mm}^2 \cdot 4728 \text{ mm} \cdot 280 \text{ mm} = 479,70 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 136,9 \text{ kN (combinazione SLU)}$$

$$u = 4728 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,c} = 479,70 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

COMUNE DI STELLA - Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 40 di 50

#### 10.4.3 Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (p.to 4.1.2.1.3.1 DM 17 gennaio 18)				
<b>Caratteristiche del calcestruzzo</b>				
Resistenza caratteristica del calcestruzzo		$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo		$f_{ck}$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo		$\gamma_c$	1,5	-
		$\alpha_{cc}$	0,85	-
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
		$f_{ctm}$	2,56	N/mm <sup>2</sup>
		$f_{ctk}$	1,79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo		$f_{ctd}$	1,19	N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche della sezione</b>				
Larghezza della sezione		$b_w$	1000	mm
Altezza della sezione		$h$	250	mm
Sezione di calcestruzzo		$A_c$	250000	mm <sup>2</sup>
Altezza utile della sezione		$d$	225	mm
Coefficiente r		$r$	1,375	-
Sezione di armatura longitudinale di trazione ancorata		$A_{sl}$	565	mm <sup>2</sup>
$R_o$		$\rho_1$	0,003	-
		$k$	1,94	
		$v_{min}$	0,47	
<b>Sollecitazioni</b>				
Valore dello sforzo normale di calcolo (kN)		$N_{ed}$	0,00	kN
Tensione media di compressione nella sezione		$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Verifica del conglomerato</b>				
$V_{Rd}$	=	$[0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d$	=	97
Limite minimo	=	$(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$	=	106
$V_{Rd}$	=	<b>106</b>	<b>kN</b>	

Il taglio di progetto è inferiore al taglio resistente:

$$T_{Ed} = 103,5 \text{ kN} < T_{Rd} = 106 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

COMUNE DI STELLA - Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 41 di 50

#### 10.4.4 Verifica a fessurazione

VERIFICA ALLO S.L.E. DI UNA SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A. (riferimento di calcolo: circolare 252 del 15.10.1996)				
<b>MOMENTI DI VERIFICA</b>				
	combinazione quasi permanente		$M_q - qp$	$Nm$ 18677
	combinazione frequente		$M_q - fr$	$Nm$ 19362
	combinazione rara		$M_q - rr$	$Nm$ 20389
<b>VALORI NOMINALE LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE</b>				
	combinazione quasi permanente		$w_{lim} - qp$	$mm$ 0,30
	combinazione frequente		$w_{lim} - fr$	$mm$ 0,40
<b>Caratteristiche della sezione</b>				
	Larghezza sezione	NOTE	b	$mm$ 1000
	Altezza sezione		h	$mm$ 250
<b>Caratteristiche dell'armatura</b>				
	Resistenza caratteristica allo snervamento		$f_{yk}$	$N/mm^2$ 450
	Copriferro lembo teso	riferito al baricentro dell'armatura	c	$mm$ 42
	Copriferro reale	ricoprimento ferro + esteso	cf	$mm$ 30
	Altezza utile della sezione		h'	$mm$ 208
	Copriferro lembo compresso	riferito al baricentro dell'armatura	c'	$mm$ 42
	Sezione armatura lembo teso		$A_s$	$mm^2$ 565
	Sezione armatura lembo compresso	= 0 se in semplice armatura	$A_s'$	$mm^2$ 565
	Rapporto armature		$\gamma$	- 1,00
	Diametro dell'armatura di trazione	$\phi$ equivalente	$\phi$	$mm$ 12
	Distanza fra le barre	se $s > 14\phi \Rightarrow s = 14\phi$	s	$mm$ 168
	Modulo elastico armatura		$E_s$	$N/mm^2$ 210000
	Braccio dell'armatura lembo teso		d	$mm$ 83
	Braccio dell'armatura lembo compresso		d'	$mm$ 83
	Coefficiente di omogeneizzazione		m	- 15
	Momento inerzia sezione non fessurata		J	$mm^4$ 1418851883
			W	$mm^3$ 11350815
<b>Caratteristiche del calcestruzzo</b>				
	Resistenza caratteristica cubica		$R_{ck}$	$N/mm^2$ 30
	Resistenza caratteristica cilindrica		$f_{ck}$	$N/mm^2$ 24,90
	Coefficiente di sicurezza del cls		$\gamma_c$	- 1,50
			$\alpha_{cc}$	- 0,85
	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	$N/mm^2$ 14,11
			$f_{ctm}$	$N/mm^2$ 2,56
			$f_{ctk}$	$N/mm^2$ 1,79
	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo		$f_{ctd}$	$N/mm^2$ 1,19
			$f_{ctm}$	$N/mm^2$ 32,90
			$E_{cm}$	$N/mm^2$ 31447
<b>Momento di I^a fessurazione tipico della sezione</b>				
			$M_{k,ss}$	$Nm$ 29037
		COMB. QUASI PERMANENTE	==>	SEZIONE NON FESSURATA
		COMB. FREQUENTE	==>	SEZIONE NON FESSURATA
	Distanza asse neutro dal lembo compresso		x	$mm$ 50,32
	Momento inerzia sezione		J	$mm^4$ 253772233
	Tensione nell'armatura nella sez fessurata per $f_{ctm}$		$\sigma_s$	$N/mm^2$ 270,63

#### 10.4.5 Verifica alle tensioni di esercizio

Tensioni nella sezione	VERIFICA				
<b>COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE</b>					
Tensione massima cls compresso	$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$	verifica soddisfatta	$\sigma_c$	$N/mm^2$	3,70
Tensione massima armatura al lembo teso			$\sigma_s$	$N/mm^2$	174,08
Tensione massima armatura al lembo compresso			$\sigma'_s$	$N/mm^2$	9,18
<b>COMBINAZIONE FREQUENTE</b>					
Tensione massima cls compresso			$\sigma_c$	$N/mm^2$	3,84
Tensione massima armatura al lembo teso			$\sigma_s$	$N/mm^2$	180,46
Tensione massima armatura al lembo compresso			$\sigma'_s$	$N/mm^2$	9,52
<b>COMBINAZIONE RARA</b>					
Tensione massima cls compresso	$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$	verifica soddisfatta	$\sigma_c$	$N/mm^2$	4,04
Tensione massima armatura al lembo teso	$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$	verifica soddisfatta	$\sigma_s$	$N/mm^2$	190,03
Tensione massima armatura al lembo compresso			$\sigma'_s$	$N/mm^2$	10,02

COMUNE DI STELLA - Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 42 di 50

#### 10.4.6 Verifica della capacità portante

La capacità portante della fondazione superficiale viene valutata attraverso le relazioni per terreni sciolti più utilizzate che sono quelle di Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen.

VALUTAZIONE CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE						
c	0	kg/cmq	coesione del terreno			
$\gamma_1$	1800	kg/mc	peso di volume medio del terreno sopra il piano di posa			
D	0,5	m	profondità del piano di posa della fondazione			
$\gamma_2$	1800	kg/mc	peso di volume del terreno sotto il piano di posa			
B	1	m	lato corto della fondazione			
L	1	m	lato lungo della fondazione			
$\phi$	27	°				
$C_u$	0	kg/cmq				
$\lambda$	0	°	Inclinazione del carico rispetto alla verticale			
$\beta$	0	°	Inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale carico rispetto alla verticale			
$\delta$	0	°	Inclinazione del pendio sull'orizzontale			
Kp	2,66					
k	0,50					
c	0	kg/mq				
$C_u$	0	kg/mq				
<b>Terzaghi    Meyerhof    Brinch Hansen    Vesic</b>						
<b>Fattori di portanza</b>						
$N_c$	100,76	23,94	23,94	23,94		
$N_q$	52,34	13,20	13,20	13,20		
$N_\gamma$	9,46	9,46	9,32	14,47		
<b>Fattori di forma</b>						
$\zeta_c$	1,000	1,533	1,551	1,551		
$\zeta_q$	1,000	1,266	1,510	1,510		
$\zeta_\gamma$	1,000	1,266	0,600	0,600		
<b>Fattori correttivi per l'approfondimento</b>						
$d_c$	1,000	1,163	1,200	1,200		
$d_q$	1,000	1,082	1,152	1,152		
$d_\gamma$	1,000	1,082	1,000	1,000		
<b>Fattori correttivi per l'inclinazione dei carichi</b>						
$i_c$	1,000	1,000	1,000	1,000		
$i_q$	1,000	1,000	1,000	1,000		
$i_\gamma$	1,000	1,000	1,000	1,000		
<b>Fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione</b>						
$b_c$		-	1,000	1,000		
$b_q$		-	1,000	1,000		
$b_\gamma$		-	1,000	1,000		
<b>Fattori correttivi per fondazioni su pendio</b>						
$g_c$		-	1,000	1,000		
$g_q$		-	1,000	1,000		
$g_\gamma$		-	1,000	1,000		
<b>Fattori di portanza corretti</b>						
$N_c$	100,760	42,681	44,570	44,570		
$N_q$	52,340	18,078	22,951	22,951		
$N_\gamma$	9,463	12,960	5,594	8,682		
<b>Capacità portante</b>						
$\phi > 0$	Qlim	27934	25691	28470	kg	
	Qult	2,79	2,57	2,85	kg/cmq    Media	
			1,21	1,12	1,24	1,19

Dalla teoria Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen risulta una capacità portante media  $q_{ult} = 1,19$  kg/cmq.

Per la platea in esame applicando un coefficiente di winkler  $K_s$  pari a  $5 \times 10^7$  N/mq la pressione sul terreno si ottiene con la seguente relazione:

$$E_d = 5 \times 10^7 \times \delta$$

dove:

$\delta$  è lo spostamento massimo.

Sulla base dei risultati ottenuti in precedenza è possibile confrontare i valori delle pressioni di progetto con i valori delle resistenze di progetto, verificando così il soddisfacimento della condizione  $E_d < R_d$  per lo Stato limite considerato

La pressione massima sul terreno sarà:

$$E_d = 5 \times 10^7 \times 1,48 \cdot 10^{-3} = 0,74 \text{ kg/cmq}$$

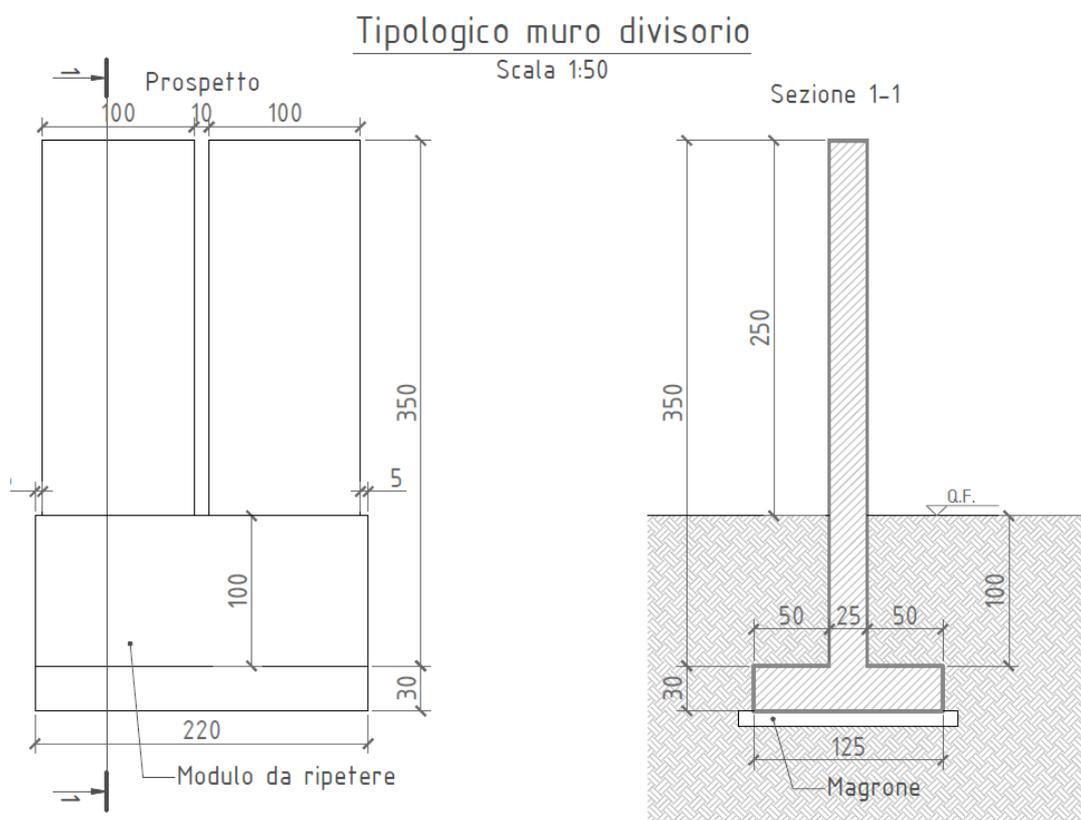
$$R_d = 1,19 \text{ kg/cmq}$$

Dunque, essendo la pressione di progetto inferiore alla capacità portante della fondazione la verifica è soddisfatta.

### 10.5 Verifica muro perimetrale

I muri divisorii di spessore 25 cm sono di tipo bilastra Pedralles (5+15+5) accostate dalla larghezza di un metro.

Nell'immagine seguente si riporta una sezione tipologica del muro divisorio.



Nelle combinazioni opportune, sono state condotte le seguenti verifiche:

- verifica al ribaltamento
- verifica a scorrimento
- verifica delle pressioni sul terreno
- verifiche di resistenza degli elementi strutturali

**10.5.1** Azioni caratteristiche

Per la verifica a ribaltamento si prendono in considerazione le seguenti azioni caratteristiche:

1. Peso proprio degli elementi
2. Azione del vento

PESO PROPRIO

Il peso proprio per gli elementi componenti il setto e il plinto di fondazione è considerato pari a : 25 kN/mc

AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento, calcolata precedentemente (cap. 6), viene considerata disturbata uniformemente sull'altezza fuori terra del muro divisorio ed è pari a: 0,8 kN/mq

**10.5.2** Verifica a ribaltamento

Nel form seguente è riportata la verifica a ribaltamento.

<b>Verifica a ribaltamento</b>		
Altezza Muro	H	2,5 m
Spessore muro	s	0,25 m
braccio forze	H1	2,55 m
Azione vento	V	2,00 kN
Momento ribaltante	$M_r$	7,66 kNm
Peso muro	P1	15,70 kN
Peso plinto	P2	9,38 kN
Momento stabilizzante	$M_s$	16,35 kN
FS > 1,5	Fs	2,14
<b>VERIFICATO</b>		

**10.5.3** Verifica a scorrimento

Nel form seguente si riporta la verifica a scorrimento.

<b>Verifica a scorrimento</b>		
coefficiente d'attrito	$f_s$	0,4
Sforzo normale totale	$N_z$	22,80 kN
Sforzo orizzontale	V	3,00 kN
FS > 1,3	Fs	3,04
<b>VERIFICATO</b>		

10.5.4 Verifica delle pressioni sul terreno

VERIFICA DELLE PRESSIONI SUL TERRENO					
Dati					
Forza Normale agente	$N_z$		15,70	kN	
Forza Normale agente tot	$N_z$		32,60	kN	
Forza di taglio	$V_y$		0,00	kN	
Momento flettente	$M_x$		12,80	kN	
Momento flettente tot	$M_{xtot}$		14,68	kN	
Lato fond	B		1,25	m	
Lato fond	A		1,00	m	
Altezza	H		0,30	m	
Peso proprio	$P_z$		9,38	kN	
Punto appl N	b		0,50	m	
M/N	e		0,45	m	
Eccentricità di N	$s_y$		0,13	m	
Capacità portante	$q_t$		2,23	kg/cmq	
Calcolo pressioni sul terreno					
Nocciolo centrale	$c_x$		0,21		
Nocciolo centrale	$c_y$		0,17		
Sezione			parzializzata		
Asse neutro	y		0,52		
Sezione non Parzializzata					
Tensione max terreno	$\sigma_{t,max}$	-		N/mm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione min terreno	$\sigma_{t,min}$	-		N/mm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
					-
Sezione Parzializzata					
Tensione max terreno	$\sigma_{t,max}$		0,12	N/mm <sup>2</sup>	1,24 kg/cm <sup>2</sup>
					Verifica soddisfatta
Eccentricità su nocciolo					
Tensione max terreno	$\sigma_{t,max}$	-		N/mm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
					-

10.5.5 Verifica a flessione del setto

Il setto di spessore 15 cm sarà armato con 4φ12/m a lembo inferiore e superiore ambe le direzioni.

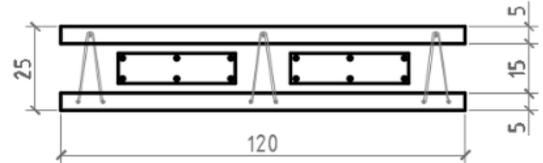
Copriferro minimo: 3 cm.

Armatura trasversale: staffe φ8/20

Correnti φ8/40

Tipologico muro bilastro 5/15/5

Scala 1:20



Verifica C.A. S.L.U. - File: muro\_modulo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	15	1	4,52	4,4
			2	4,52	10,6

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  S.L.U.+  S.L.U.-  Metodo n

Tipo flessione  Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75 ‰  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6 ‰  
τ<sub>c1</sub> 1,829 ‰

M<sub>xRd</sub> 21,65 kN m  
σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 9,172 ‰  
d 10,6 cm  
x 2,928 x/d 0,2762  
δ 0,7852

Il momento di progetto è inferiore al momento resistente della sezione.

$M_{Ed} = 14,68 \text{ kNm} < M_{Rd} = 21,65 \text{ kNm}$

La verifica risulta soddisfatta.

COMUNE DI STELLA – Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 47 di 50

### 10.5.6 Verifica a taglio del setto

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (p.to 4.1.2.1.3.1 DM 17 gennaio 18)			
<b>Caratteristiche del calcestruzzo</b>			
Resistenza caratteristica del calcestruzzo	$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck}$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	$\gamma_c$	1,5	-
	$\alpha_{cc}$	0,85	-
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{ctm}$	2,56	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{ctk}$	1,79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1,19	N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Larghezza della sezione	$b_w$	1000	mm
Altezza della sezione	$h$	150	mm
Sezione di calcestruzzo	$A_c$	150000	mm <sup>2</sup>
Copriferro reale (distanza del centro ferro dal cls)	$c$	44	mm
Altezza utile della sezione	$d$	106	mm
Coefficiente $r$	$r$	1,494	-
Sezione di armatura longitudinale di trazione ancorata	$A_{sl}$	452	mm <sup>2</sup>
$R_o$	$\rho_1$	0,004	-
	$k$	2,00	-
	$v_{min}$	0,49	-
<b>Sollecitazioni</b>			
Valore dello sforzo normale di calcolo (kN)	$N_{ed}$	0,00	kN
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Verifica del conglomerato</b>			
$V_{Rd} = [0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d$	=	56	
Limite minimo = $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$	=	52	
$V_{Rd} =$	<b>56</b>	<b>kN</b>	

Il taglio di progetto risulta minore del taglio resistente.

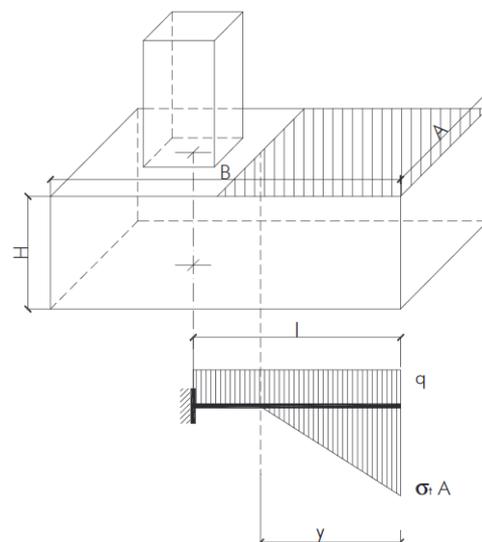
$$V_{Ed} = 3 \text{ kN} < V_{Rd} = 56 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

### 10.5.7 Verifica armatura plinto

Se si adotta l'ipotesi di plinti flessibili si può "modellare" la suola del plinto come una mensola incastrata alla base della colonna, caricata all'estradosso dal peso proprio del plinto agente dall'alto verso il basso e all'intradosso dalle pressioni del terreno agenti dal basso verso l'alto.

Nella figura a lato è rappresentato lo schema adottato.



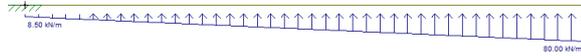
Peso proprio del plinto a metro lineare:

$$P = 0,30 \times 25 \times 1 = 7,5 \text{ kN/m}$$

Pressioni del terreno a metro lineare:

$$Q1 = 2 \times 25,8 / 0,62 = 82,82 \text{ kN/m}$$

$$Q2 = 82,82 \times 0,12 / 0,62 = 8,5 \text{ kN/m}$$



Nell'immagine seguente si riporta il diagramma del momento allo SLU.



Nell'immagine seguente si riporta il risultato della verifica a flessione.

Il plinto è armato con 4φ12/m a lembo inferiore e superiore in ambe le direzioni.

Copriferro minimo: 3 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: plinto

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	4,52	3,5
			2	4,52	26,5

Tipologia sezione:  Rettan.re  Trapezi  a T  Circolare  Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N:  Centro  Baricentro cls  Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:  S.L.U.+  S.L.U.-  Metodo n

Tipologia flessione:  Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
τ<sub>c1</sub> 1,829

M<sub>xRd</sub> 47,82 kNm  
σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 32,79 ‰  
d 26,5 cm  
x 2,556 x/d 0,09644  
δ 0,7

Il momento di progetto risulta minore del momento resistente.

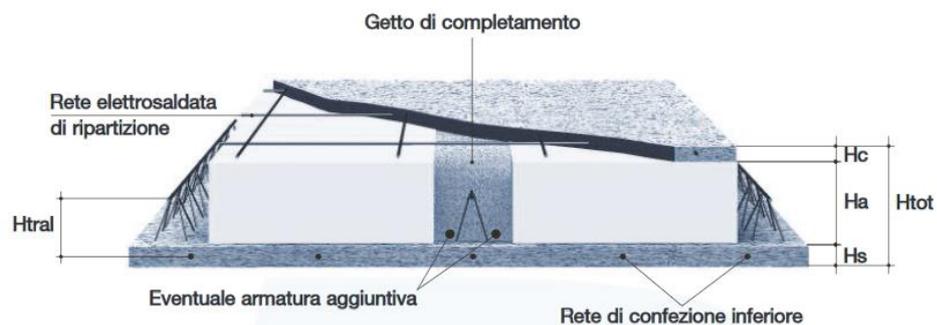
$$M_{Ed} = 16 \text{ kN} < M_{Rd} = 47,82 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

### 10.6 Verifica solaio di copertura

Il solaio di copertura è realizzato mediante lastre predalles di larghezza 1,20 m e blocchi di polistirolo con getto di cls in opera di completamento a formare una soletta in c.a. Tale solaio avrà uno spessore pari a 25 cm (5+14+6). Lo schema statico considerato è di trave semplicemente appoggiata per massimizzare il momento in mezzeria mentre di trave incastrata per massimizzare il momento sugli appoggi.

Nella figura seguente si riporta lo schema classico di solaio in lastre predalles e polistirolo.



#### 10.6.1 Verifica a flessione

Per la verifica del solaio si utilizza VCASLU, considerando una sezione a T, con armatura integrativa di 2φ14 a travetto.

Tale valore di momento resistente ultimo è riferito ad una striscia larga 54 cm. Pertanto, per essere confrontato con il momento massimo sollecitante deve essere rapportato ad una striscia larga un metro.

$$M_{Ed} = 30,92 \text{ kN} < M_{Rd} = 20,72 \times 100 / 54 = 38,37 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica C.A. S.L.U. - File: SOLAIO\_COPERTURA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	54	6	1	3,08	18
2	14	14			

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls  
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 20,72 kN m

Materiali: B450C C25/30

ε <sub>su</sub> 67,5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3,5 ‰
E <sub>s</sub> 200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 14,17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0,8
ε <sub>syd</sub> 1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 9,75
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0,6
	τ <sub>c1</sub> 1,829

σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 28,94 ‰  
d 18 cm  
x 1,942 x/d 0,1079  
δ 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n S.L.U. -

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

COMUNE DI STELLA - Località Rovieto Superiore 3, 17044 Stella (SV)		PROGETTO ESECUTIVO		
AMPLIAMENTO CIMITERO DI GAMERAGNA		0	DIC 2018	Emissione
		REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA-STRUTTURALE		FILE: rel_geo_stru.doc		Pag. 50 di 50

### 10.6.2 Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (p.to 4.1.2.1.3.1 DM 17 gennaio 18)			
<b>Caratteristiche del calcestruzzo</b>			
Resistenza caratteristica del calcestruzzo	$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck}$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	$\gamma_c$	1,5	-
	$\alpha_{cc}$	0,85	-
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{ctm}$	2,56	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{ctk}$	1,79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1,19	N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Larghezza della sezione	$b_w$	140	mm
Altezza della sezione	$h$	200	mm
Sezione di calcestruzzo	$A_c$	28000	mm <sup>2</sup>
Altezza utile della sezione	$d$	180	mm
Coefficiente $r$	$r$	1,42	-
Sezione di armatura longitudinale di trazione ancorata	$A_{sl}$	308	mm <sup>2</sup>
$\rho_1$	$\rho_1$	0,012	-
	$k$	2,00	-
	$v_{min}$	0,49	-
<b>Sollecitazioni</b>			
Valore dello sforzo normale di calcolo (kN)	$N_{ed}$	0,00	kN
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Verifica del conglomerato</b>			
$V_{Rd} =$	$[0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d$	=	19
Limite minimo	$= (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$	=	12
$V_{Rd} =$	<b>19</b>	<b>kN</b>	

Tale valore di taglio resistente ultimo è riferito ad una striscia larga 54 cm. Pertanto, per essere confrontato con il momento massimo sollecitante deve essere rapportato ad una striscia larga un metro.

$$V_{Ed} = 18,61 \text{ kN} < V_{Rd} = 19 \times 100 / 54 = 35,18 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Savona, 5 dicembre 2018

IL PROGETTISTA  
Ing. Goso Marco