

S.S. 554 "Cagliaritana"

Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000

Ex S.S.125 Orientale Sarda – Connessione tra la S.S.554 e la nuova S.S.554

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA352

PROGETTAZIONE: ATI VIA - LOTTI - SERING - VDP - BRENG

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Francesco Nicchiarelli (Ord. Ing. Prov. Roma 14711)

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:

PROGETTISTA:

Responsabile Tracciato stradale: *Dott. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)*
 Responsabile Strutture: *Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)*
 Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: *Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)*
 Responsabile Ambiente: *Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)*



MANDANTI:



GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)

RESPONSABILE SIA:

Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)



VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Francesco Corrias

SEGNALETICA E BARRIERE DI SICUREZZA
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

DPCA0352 D 19

NOME FILE

CA352_T00PS00TRARE03

CODICE ELAB.

T00PS00TRARE03

REVISIONE

SCALA:

A

VARIE

D

C

B

A

EMISSIONE

FEB2020

G. SPECIALE

G. SPECIALE

F.NICCHIARELLI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1.	PREMESSE.....	3
2.	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	3
	2.1 Legislazione di carattere generale.....	4
	2.2 Norme UNI.....	4
	2.3 Norme emanate dal C.N.R.....	4
3.	MATERIALI.....	5
	3.1 Descrizione dell'intervento.....	5
	3.2 Materiali.....	5
	3.3 Calcestruzzo magro per sottofondazioni.....	5
	3.4 Acciaio ordinario per armatura lenta B450C.....	5
	3.5 Inquadramento degli interventi nell'ambito normativo vigente.....	7
4.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	8
5.	CRITERI DI VERIFICA.....	10
	5.1 Stato Limite Ultimo.....	12
	5.1.1 Verifica a sollecitazione per presso/tensoflessione.....	13
	5.1.2 Verifica a sollecitazione tagliante.....	15
	5.2 Stato limite d'esercizio.....	15
	5.2.1 Valutazione della distanza media tra le fessure.....	16
	5.2.2 Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura.....	16
	5.2.3 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio di calcolo).....	16
	5.2.4 Ampiezza delle fessure.....	16
	5.3 Metodologia di calcolo dei muri.....	17
	5.4 Verifiche Geotecniche.....	18

5.4.1	Verifica a ribaltamento	19
5.4.2	Verifica a scivolamento	19
5.4.3	Verifica della capacità portante della fondazione.....	19
6.	CALCOLO DELLE SPINTE	24
6.1.	Descrizione della normativa e del metodo di calcolo	24
6.2	Descrizione del metodo di calcolo delle spinte.....	26
6.3	Descrizione del metodo di calcolo della portanza.....	28
7.	ANALISI DEI CARICHI	30
7.1	Spinta delle terre.....	30
7.2	Azione del vento	31
7.3	Azione sovraccarico stradale	32
7.4	Azione da neve	33
7.5	Azione sismica.....	34
8.	CALCOLO DELLA FONDAZIONE DEL PORTALE A BANDIERA.....	35
8.1	Dati geometrici.....	35
8.2	Convenzioni sui segni	36
8.3	Carichi elementari.....	37
8.4	Combinazioni di carico.....	40
8.5	Verifiche strutturali del basamento di fondazione	41
8.5.1	Sollecitazione sulle fondazioni	42
8.5.2	Verifica a flessione allo stato limite Ultimo.....	43
8.5.3	Verifiche a taglio allo stato limite ultimo.....	45
8.5.4	Verifiche di fessurazione	47
8.6	Verifiche geotecniche del basamento di fondazione.....	49

1. PREMESSE

La presente relazione di calcolo riguarda il dimensionamento e la verifica delle fondazioni a sostegno della segnaletica da posizionarsi sulla SS.554 Cagliariatana, per tutta l'intera lunghezza del tratto interessato.

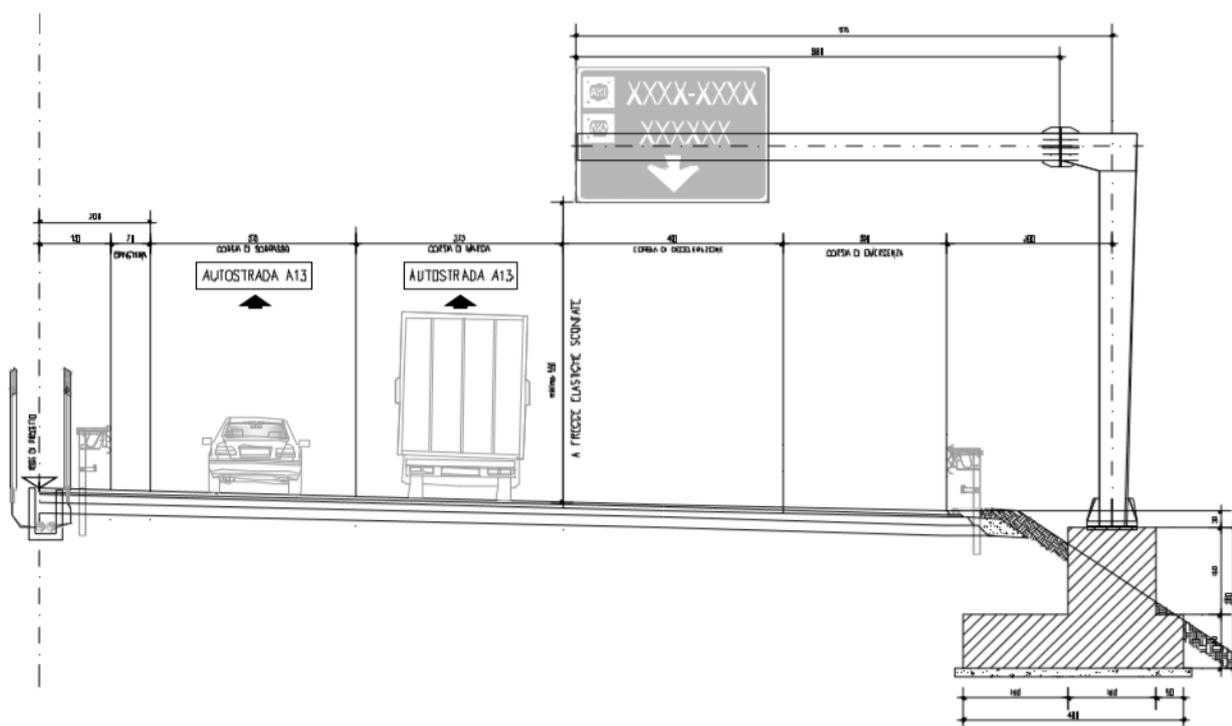
All'interno dell'intervento si prevede il posizionamento di diverse tipologie di segnaletiche, in seguito raggruppate in strutture simili in modo da semplificare l'analisi sulle quali verrà quindi svolto il calcolo di verifica secondo i criteri imposti dalla vigente Normativa in materia di costruzioni in zona sismica. Nella presente verranno riportate informazioni significative su quanto riguarda le seguenti classificazioni, considerando le misure intermedie comprese tra le stesse automaticamente verificate.

Troveremo le seguenti Tipologie:

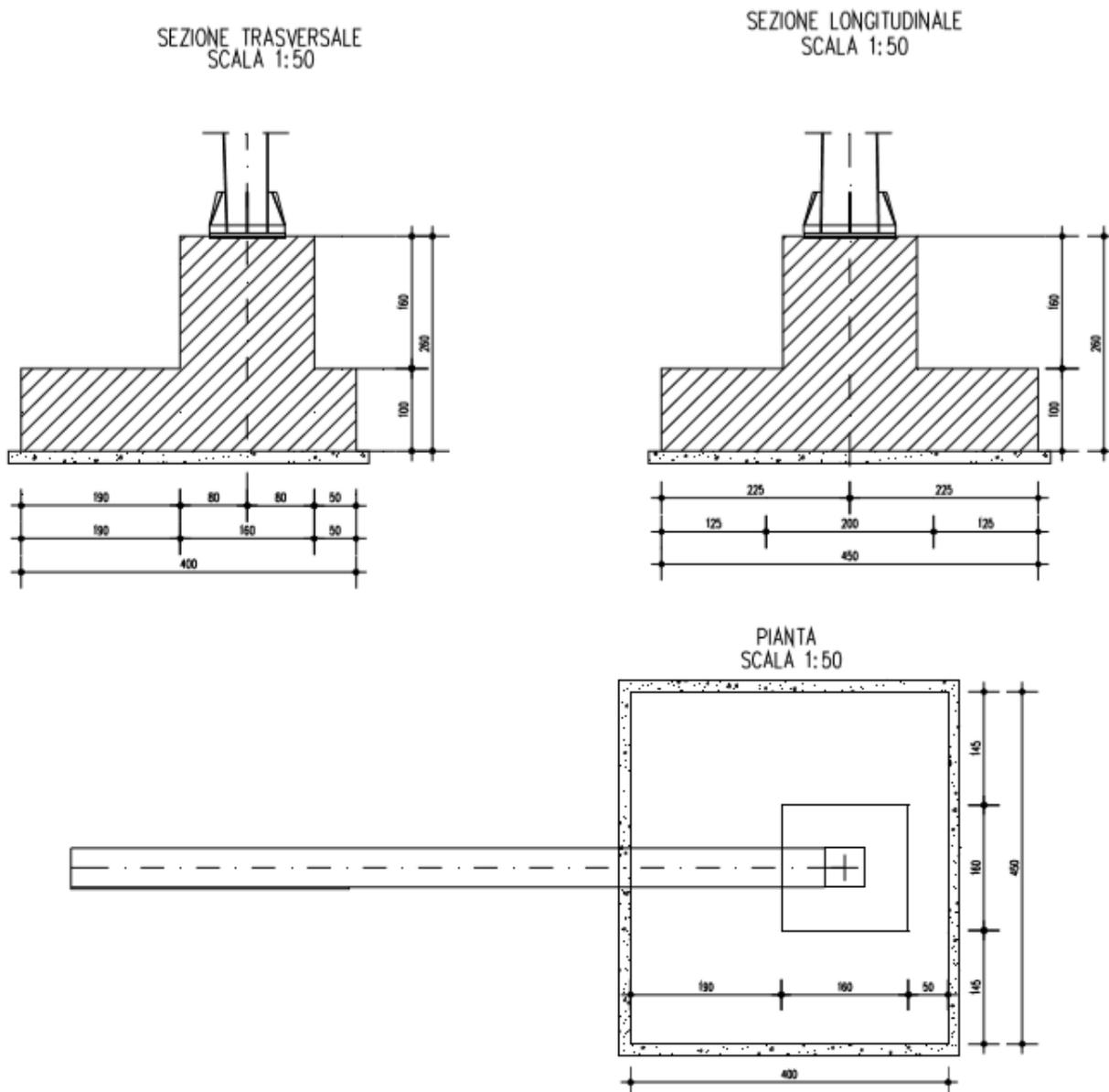
- | | | |
|------------------|---------------|----------------------------|
| 1- Area 135x90, | altezza 4.00, | sostenuta da due pali |
| 2- Area 300x250, | altezza 5.50, | sostenuta da due pali |
| 3- Area 150x40, | altezza 2.80, | sostenuta da due pali |
| 4- Area 0.28 mq, | altezza 3.60, | sostenuta da un unico palo |

Infine verrà calcolata la fondazione dell'insegna a bandiera, che sarà dimensionata per elementi di massimo 9.75 m di lunghezza.

Proprio su quest'ultimo elemento si svolgeranno verifiche con maggior accuratezza.



Di seguito verrà riportata un'immagine della geometria delle fondazioni riguardante la segnaletica a bandiera



Fondazione portale a bandiera con sbraccio da 9.75m.

Mentre per quanto riguarda gli altri cordoli o plinti di fondazione, si rimanda agli elaborati esecutivi per una consultazione di maggior dettaglio.

S.S. 554 “Cagliaritana” Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 “Orientale Sarda” – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		
CA352	Relazione di calcolo per segnaletica	

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

2.1 Legislazione di carattere generale

Decreto Ministero delle Infrastrutture del 17.01.2018, di concerto con il Ministro dell’Interno e il Capo del Dipartimento di Protezione Civile, Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Circ. Min. n°617 del 02/02/2009: “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”;

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici STC, “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”, febbraio 2008.

2.2 Norme UNI

Tutte le Norme UNI richiamate nei D.M. , Istruzioni, Circolari di cui si fa menzione e in particolare:
 UNI EN 197-1: “Cemento. Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni.
 UNI EN 206-1: “Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità”.
 UNI 11104-2016: “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”.

S.S. 554 "Cagliaritana" Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 "Orientale Sarda" – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA352	Relazione di calcolo per segnaletica	

2.3 Norme emanate dal C.N.R

CNR 10012: "Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni".

CNR 10024: "Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

3. MATERIALI

3.1 Descrizione dell'intervento

Al fine di realizzare un sostegno adeguato alle segnaletiche della statale, verranno utilizzati cordoli e plinti in cemento armato di sezione adatta al fine di permettere un buon grado di resistenza allo scorrimento e al ribaltamento.

L'ampia sezione superficiale permetterà inoltre di rendere semplice l'applicazione delle connessioni alla base delle barriere di sicurezza.

3.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI - Calcestruzzo

Classe di resistenza	C32/40		
Classe di esposizione	XC4		
Classe di consistenza	S4		
Contenuto minimo di cemento	340 Kg/m ³		
Massimo rapporto a/c	0.50		
Copriferro	> 5 cm		
Diametro massimo inerte	25 mm		
Aggregati	Conformi alla UNI-ENI-12620		
Resistenza caratteristica a compressione cubica	Rck = 40.00		N/mm ²
Resistenza di esposizione	fck = 0.83 Rck = 33.20		N/mm ²

Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20$	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33642.78$	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^2 = 3.10$	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{cd} = 0.70 \times f_{ctm} = 2.17$	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C = 1.50$	
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$	
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C = 18.81$	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ck} / \gamma_C = 1.45$	N/mm ²

Stato Limite di esercizio

Tensione max di compressione - Comb. Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 19.92$	N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 14.94$	N/mm ²

3.3 Calcestruzzo magro per sottofondazioni

Classe di resistenza	C12/15
Classe di esposizione	X0

3.4 Acciaio ordinario per armatura lenta B 450C

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f = 540.00$	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk} = 450.00$	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

S.S. 554 "Cagliariatana" Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 Ex S.S. 125 "Orientale Sarda" – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554		
CA352	Relazione di calcolo per segnaletica	

Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_s = 1.15$
 Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.30$ N/mm²

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di trazione $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk} = 360.00$ N/mm²

3.5 Inquadramento degli interventi nell'ambito della normativa vigente

L'intervento della presente relazione è progettato secondo i criteri imposti dalla vigente normativa in materia di costruzioni in zona sismica, e più precisamente delle prescrizioni riportate all'interno del capitolo 3, 5 e 7, nei relativi paragrafi dedicati.

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La vita nominale dell'opera è stata assunta pari a 100 anni e la classe d'uso assunta ricade in IV.

Dalla tabella 2.4. II delle NTC è possibile risalire al valore di classe d'uso pari a $cu=2.0$

Il periodo di riferimento indicato per la caratterizzazione sismica sarà $V_r=V_n= 200$ anni ed utilizzando una probabilità di superamento dell'azione sismica pari a P_{vr} (SLV) del 10% si ottiene un periodo di ritorno dell'azione sismica stessa pari T espresso in anni pari a $T_r(SLV) = 1898$ anni.

In assenza di maggiori elementi di conoscenza, i parametri spettrali utilizzati per il calcolo dell'azione sismica vengono individuati sulla base del rischio sismico massimo presente sull'interno tracciato.

Parametri di pericolosità Sismica

STATO LIMITE	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [sec]
SLO	120	0.081	2.567	0.265
SLD	201	0.104	2.584	0.269
SLV	1898	0.263	2.465	0.288
SLC	2475	0.292	2.437	0.292

Dove i valori caratteristici sono:

	SLV
ag	0.263
Fo	2.465
Tc*	0.288
Ss	1.427
Cc	2.331
St	1.000
q	1.000

Il calcolo viene eseguito con i metodi pseudostatici riportati all'interno del capitolo 7.11.6 delle vigenti norme tecniche.

L'analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente e pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

L'azione sismica derivante dalla dinamica struttura in elevazione viene calcolata mediante un'analisi pseudostatica, considerando il valore di accelerazione fornito dallo spettro di risposta di progetto.

In particolare si assume a favore di sicurezza, che il periodo di oscillazione del modo di vibrare principale della struttura sia compreso tra i valori di T e Tc

I Valori di accelerazione si calcolano come

$$S = a \cdot S \cdot F \cdot 1/q; \text{ Dove } q = 2.00$$

L'accelerazione considerata sarà quindi:

$$S_d = 0.263q \cdot 1.427 \cdot 2.465 \cdot 0.5 = 0.463$$

S.S. 554 “Cagliari-tana” Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 “Orientale Sarda” – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA352	Relazione di calcolo per segnaletica	

E considerando:

$$F=1.35 \cdot F_0 \cdot (a_g/g)^{1/2}$$

Si ottiene che:

$$S_d = 0.3 \text{ g}$$

Così che:

$$F = 1.708$$

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni in precedenza definite e combinata con le altre azioni in modo tale da produrre gli effetti più sfavorevoli.

Il calcolo si considera a favore di sicurezza in quanto si è assunto per le azioni sismiche la massima amplificazione possibile.

5. CRITERI DI VERIFICA

5.1 Stato limite ultimo

5.1.1 Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione

Come previsto dal DM 17.01.2018 al § 4.1.2.3.4.2 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N) \geq \mu$$

S.S. 554 “Cagliari” Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 “Orientale Sarda” – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA352	Relazione di calcolo per segnaletica	

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a NEd;
- N è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

5.1.2 Verifica per sollecitazioni taglianti

Per la verifica a sollecitazione tagliente si esegue dapprima la verifica degli elementi senza armature resistenti a taglio, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 17.01.2018 al punto 4.1.2.3.5.1.

Indicato con V il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_{\ell} \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

con d altezza utile della sezione espressa in mm

$$v_{min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_{\ell} = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

con b_w larghezza minima della sezione espressa in mm

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

tensione media di compressione nella sezione

S.S. 554 “Cagliariatana” Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 “Orientale Sarda” – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA352	Relazione di calcolo per segnaletica	

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad elementi provvisti di armature resistenti a taglio secondo quanto previsto al punto 4.1.2.3.5.2 del già citato D.M.17/01/2018
 Con riferimento all’armatura trasversale, la resistenza di calcolo a “taglio-trazione” si calcola con:

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

Con riferimento al calcestruzzo d’anima, la resistenza di calcolo a “taglio-compressione” si calcola con:

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

La resistenza a taglio dell’elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

ϑ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all’asse dell’elemento con la limitazione $1.0 \leq \text{ctg}\vartheta \leq 2.5$
α	inclinazione dell’armatura trasversale rispetto all’asse dell’elemento
A_{sw}	area dell’armatura trasversale
s	interasse tra due armature trasversali consecutive
$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d’anima
α_c	coefficiente maggiorativi pari a:
	1 per membrature non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$
	1.25 per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$
	$2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Le armature longitudinali devono essere dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di

$$a_1 = (0.9 \cdot d \cdot \text{ctg}\theta) / 2$$

S.S. 554 “Cagliariatana” Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 “Orientale Sarda” – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		
CA352	Relazione di calcolo per segnaletica	

lungo l'asse della trave, nel verso meno favorevole

5.2 Stato limite d'esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa

Calcestruzzo compresso:

Combinazione rara $\alpha_c < 0.60 \times f_{ck}$ per cls R_{ck} 40 $\rightarrow \sigma_c < 19.92 \text{ N/mm}^2$

Combinazione quasi permanente $\alpha_c < 0.45 \times f_{ck}$ per cls R_{ck} 40 $\rightarrow \sigma_c < 14.94 \text{ N/mm}^2$

Acciaio teso:

Combinazione rara $\alpha_s < 0.80 \times f_{yk}$ per acciaio B450 $\rightarrow \sigma_s < 360.0 \text{ N/mm}^2$

Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

Si distinguono i seguenti casi :

Combinazioni di azioni:

S.S. 554 "Cagliariatana" Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 Ex S.S. 125 "Orientale Sarda" – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA352	Relazione di calcolo per segnaletica	

- Frequente (indicata con FR);
- Quasi Permanente (indicata con QP)

Condizioni ambientali: o Ordinarie;

- Aggressive;
- Molto Aggressive.

Sensibilità delle armature alla corrosione: o Sensibili (acciai da precompresso);

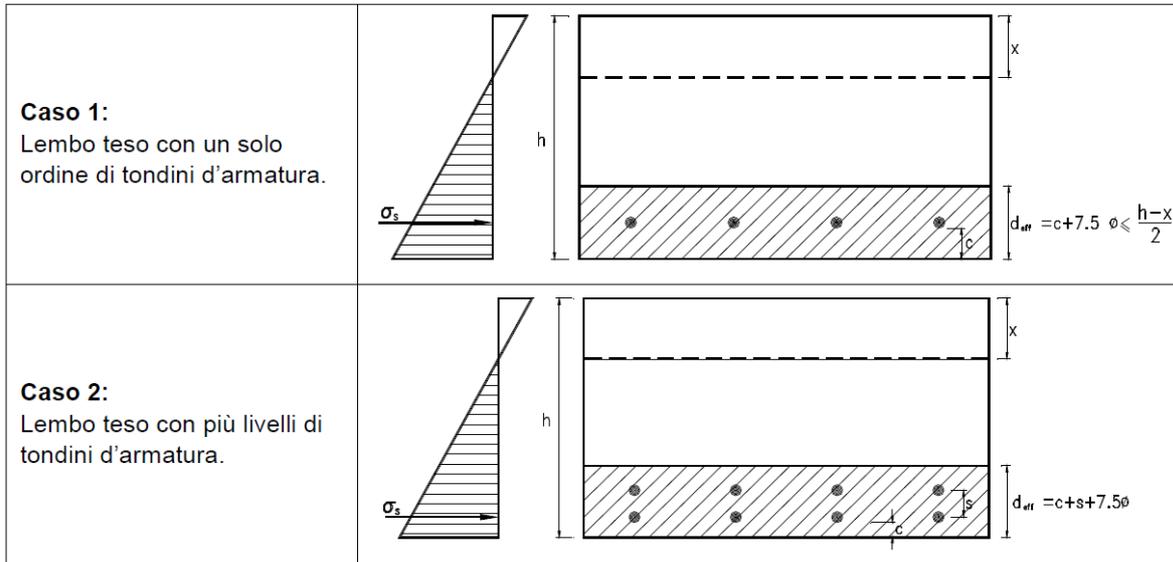
- Poco sensibili (acciai ordinari).

Come criteri di scelta dello stato limite di fessurazione si fa riferimento alla tabella di seguito riportata.

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

5.2.1 Valutazione della distanza media fra le fessure

Si definisce l'area efficace A_{ceff} come l'area di calcestruzzo entro la quale la barra di acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura. In base alle indicazioni riportate nella Circ. Min. LL.PP. n°252, si definisce l'altezza efficace con riferimento agli schemi di seguito riportati.

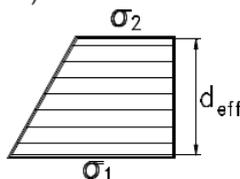


La distanza media tra le fessure, per la condizione di fessurazione stabilizzata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace, è data da:

dove:

- c = ricoprimento dell'armatura (copriferro netto);
- s = distanza tra le barre d'armatura; se $s > 14 \cdot \phi$ si adotterà $s = 14 \cdot \phi$;
- ϕ = diametro della barra;
- k_2 = coefficiente che caratterizza l'aderenza del cls alla barra, a cui si assegnano i seguenti valori:
 - 0.4 per barre ad aderenza migliorata;
 - 0.8 per barre lisce.
- k_3 = coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione, in base al seguente prospetto:
 - 0.125 (caso di diagramma triangolare di flessione e pressoflessione);
 - 0.250 (caso di trazione pura);
 - $0.25 \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2 \cdot \sigma_1}$ (caso di trazione eccentrica o in cui si consideri una sola parte della

sezione):



- σ_1, σ_2 = trazione nel cls teso;
- $\rho_r = A_s / A_{ceff}$ = rapporto geometrico d'armatura (con A_s = area della sezione di acciaio posta nell'area A_{ceff}).

S.S. 554 “Cagliaritana” Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 “Orientale Sarda” – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		
CA352	Relazione di calcolo per segnaletica	

5.2.2 Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura

La deformazione media delle barre d'armatura $\bar{\epsilon}_{sm}$ è valutata secondo la seguente espressione che tiene conto del contributo del calcestruzzo teso che la circonda:

$$\bar{\epsilon}_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

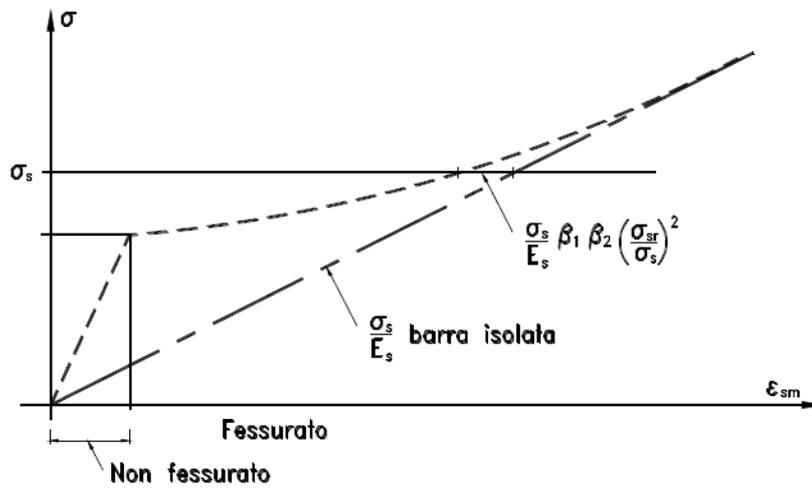
dove:

- σ_s = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;
- σ_{sr} = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza media a trazione f_{ctm} nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, compresa nell'area efficace.
- β_1 = coefficiente rappresentativo dell'aderenza acciaio-cls, che assume i valori:
 - 1.0 (caso di barre ad aderenza migliorata);
 - 0.5 (caso di barre lisce).
- β_2 = coefficiente che tiene conto delle condizioni di sollecitazione:
 - 1.0 (caso della prima applicazione di una forza di breve durata);
 - 0.5 (caso di azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute).
- E_s = modulo elastico dell'acciaio delle barre di armatura.

In pratica si tratta di trovare i valori dell'azione assiale N e del momento flettente M (che stiano nello stesso rapporto delle sollecitazioni della combinazione di carico considerata) che portano il calcestruzzo

teso della sezione completamente reagente a lavorare al suo limite. Una volta valutati, si opera la verifica della sezione parzializzata e si ricava il valore dello sforzo nell'acciaio teso.

Nella figura seguente si propone il diagramma della deformazione $\bar{\epsilon}_{sm}$ in funzione della tensione σ_s .



Andamento della deformazione ϵ_{sm} in funzione della tensione σ_s

5.2.3 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio di calcolo)

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ξ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$W_m = \xi_{sm} * \Delta_{sm}$$

Si ricava quindi il valore di calcolo di apertura delle fessure, da confrontare con i valori nominali w_1 , w_2 e w_3 riportati precedentemente:

$$W_d = 1.7 * W_m$$

5.2.4 Ampiezza delle fessure

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
			Stato Limite	w_d
b	Aggressive (XC4)	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

S.S. 554 “Cagliaritana” Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 “Orientale Sarda” – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA352	Relazione di calcolo per segnaletica	

5.3 Metodologia per il calcolo dei muri

Le verifiche dei muri sono condotte secondo il metodo degli Stati Limite, come prescritto dalle “Norme tecniche sulle costruzioni” del 17 gennaio 2018.

Si eseguono verifiche agli stati limite ultimi, con lo scopo di verificare la sicurezza delle opere, e agli stati limite di esercizio, necessarie per verificare che i cedimenti attesi siano compatibili con la funzionalità dei vari elementi e che i tassi di lavoro all’interno delle strutture garantiscano i livelli prestazionali richiesti per tutto il periodo di vita utile delle opere.

Sono effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):

- stabilità globale del complesso muro-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell’insieme fondazione-terreno; - ribaltamento;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza nelle strutture in c.a.

Per ogni stato limite considerato si accerta che sia soddisfatta la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed e Rd rappresentano rispettivamente le sollecitazioni e le resistenze di progetto.

S.S. 554 “Cagliariatana” Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 “Orientale Sarda” – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		
CA352	Relazione di calcolo per segnaletica	

In accordo con le NTC 2018 le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) delle opere in oggetto sono effettuate secondo l'Approccio 2, applicando le seguenti combinazioni di carico (dove il segno '+' in ossequio alla normativa ha il significato di 'combinato con'):

- Combinazione 1: A1 + M1 + R3

Per la verifica di stabilità globale si utilizza la combinazione combinazione 2 dell'approccio 1:

- Combinazione 2 (app.1): A2 + M2 + R2

I set di fattori di sicurezza parziali sulle azioni (A1, A2), sui parametri geotecnici (M1, M2) e sulle resistenze (R2, R3) sono riportati rispettivamente nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC 2018.

5.4 Verifiche geotecniche

5.4.1 Verifiche a ribaltamento

Per la verifica a ribaltamento del muro si valutano il momento stabilizzante e quello ribaltante, controllando che il rapporto tra i due sia maggiore di $\gamma_R = 1.15$ (come da Tabella 6.5.I delle NTC 2018):

$$F_S = \frac{M_{STAB}}{M_{RIB}} = \frac{\sum_i \alpha_i \cdot N_i \cdot b_{i-orig(o)}}{\sum_i \beta_i \cdot V_i \cdot b_{i-vert}} \geq \gamma_R$$

- dove:
- α_i = coefficiente di combinazione della forza N_i ;
 - N_i = forza verticale;
 - $b_{i-orig(O)}$ = braccio della forza verticale rispetto al centro di rotazione;
 - β_i = coefficiente di combinazione della forza V_i ;
 - V_i = forza orizzontale;
 - b_{i-vert} = braccio della forza orizzontale rispetto al centro di rotazione.

S.S. 554 “Cagliariatana” Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 “Orientale Sarda” – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA352	Relazione di calcolo per segnaletica	

5.4.2 Verifiche a scivolamento

Nelle verifiche a scivolamento si valutano i valori delle forze verticali (contributi resistenti) e delle forze orizzontali (forze di scorrimento) e si verifica che la seguente espressione risulti maggiore di $\gamma_R = 1.1$ (come da Tabella 6.5.I delle NTC 2018):

$$F_S = \frac{T_{RES}}{T_{SOLL}} = \frac{\mu \cdot \sum_i \alpha_i \cdot N_i}{\sum_i \beta_i \cdot V_i} \geq \gamma_R$$

dove:

- μ = coefficiente di attrito terreno/fondazione (posto pari alla tangente dell'angolo d'attrito del terreno di fondazione);
- α_i = coefficiente di combinazione della forza N_i ;
- N_i = forza verticale;
- β_i = coefficiente di combinazione della forza V_i ; V_i = forza orizzontale.

5.4.3 Verifiche di capacità portante della fondazione

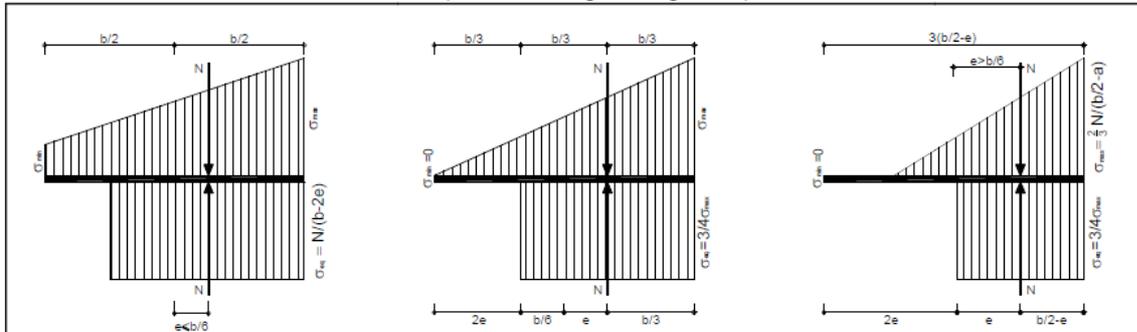
La verifica di capacità portante della fondazione di un muro è verificata se il rapporto tra la pressione limite e la pressione equivalente sul terreno risulta maggiore di $\gamma_R = 1.4$ (come da Tabella 6.5.I delle NTC 2018):

$$F_S = \frac{q_{lim}}{\sigma_{Sd}} \geq \gamma_R$$

- dove: σ_{Sd} = pressione equivalente sul terreno;
 q_{lim} = pressione limite della fondazione, calcolata secondo Brinch-Hansen.

Il calcolo della pressione equivalente di contatto si rende necessario per poter confrontare gli sforzi sollecitanti nel terreno (non necessariamente uniformi) con la pressione limite ottenuta dalle formule di capacità portante (che è invece inevitabilmente uniforme). Il procedimento usualmente seguito nel progetto delle fondazioni, ampiamente documentato in letteratura, si basa sulla valutazione dell'eccentricità delle sollecitazioni cui consegue una ridistribuzione

uniforme delle sollecitazioni stesse su una fondazione di dimensioni ridotte (si veda la Figura seguente).



Pressione di contatto equivalente in funzione dell'eccentricità dei carichi applicati alla fondazione

La capacità portata della fondazione è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali; poiché la fondazione ed il piano campagna risultano orizzontali, si sono trascurati i corrispondenti fattori correttivi. Il carico limite è pertanto fornito dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$$

dove: γ' = peso specifico terreno di fondazione (sommerso, se in presenza di falda);
 B = larghezza equivalente della fondazione (in presenza di carichi eccentrici);

- c' = coesione del terreno di fondazione;
- q' = sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione;
- N_{γ}, N_c, N_q = coefficienti di capacità portante;
- s_{γ}, s_c, s_q = coefficienti di forma;
- i_{γ}, i_c, i_q = coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali;
- d_c, d_q = coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Di seguito vengono riepilogate le espressioni utilizzate per determinare la larghezza equivalente della fondazione, l'entità sovraccarico e i valori dei diversi coefficienti.

- *Larghezza equivalente della fondazione:*

$$B = B_R - 2 \cdot \frac{M}{N}$$

dove: B_R = larghezza reale della fondazione;
 M = momento risultante sulla fondazione;
 N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione.

- *Sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione:*

$$q' = \gamma_t \cdot D$$

dove: γ_t = peso del terreno di ricoprimento;
 D = profondità del piano di posa della fondazione.

- *Coefficienti di capacità portante:*

$$N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi')$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione.

- *Coefficienti di forma (per $B < L$):*

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')}$$

$$s_q = s_\gamma$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 L = lunghezza della fondazione, cautelativamente assunta pari a $5 \cdot B$ per tutti i muri (fondazione nastriforme).

- *Coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa:*

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \text{tg}(\phi') \cdot [1 - \text{sen}(\phi')]^2 \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\phi') \cdot [1 - \operatorname{sen}(\phi')]^2 \cdot \operatorname{ctg}\left(\frac{D}{B}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\phi')}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 D = profondità del piano di posa della fondazione;
 N_c = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza).

- *Coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali:*

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \operatorname{ctg}(\phi')} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \operatorname{ctg}(\phi')} \right]^m \quad \text{con: } m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\phi')}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 c' = coesione del terreno di fondazione;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 L = lunghezza della fondazione;
 N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione;
 H = azione parallela al piano di posa sulla fondazione;
 N_c = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza);
 d_q = coefficiente dipendente dalla profondità del piano di posa (definito in precedenza).

S.S. 554 “Cagliariatana” Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 “Orientale Sarda” – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA352	<i>Relazione di calcolo per segnaletica</i>	

6. CALCOLO DELLE SPINTE

6.1 Descrizione della normativa e del metodo di calcolo

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

$$k_h = \beta_m \cdot (a_{max}/g) \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

Dove: β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito (§3.2.3.2);

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio (§3.2.3.2);

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_m sono 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV), 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD); per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario.

Il coefficiente S_s di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_s sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.IV.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.

L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

S.S. 554 “Cagliariatana” Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 Ex S.S. 125 “Orientale Sarda” – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554		
CA352	Relazione di calcolo per segnaletica	

dove: γ è il peso specifico del terreno;

K è il coefficiente di spinta del terreno;

h è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno saturo;

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

- nel caso di terreno sopra falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

*eccetto il metodo di Mononobe-Okabe, che include il sisma in modo nativo nella formulazione.

L'acqua interstiziale viene considerata non libera all'interno dello scheletro solido del terreno, trattando quindi quest'ultimo come un mezzo monofase. In presenza di acqua libera sulla faccia del muro viene aggiunta la sovrappressione (considerata agente nel caso peggiore, cioè da monte verso valle) dovuta all'effetto idrodinamico, secondo la relazione:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove: h è l'altezza totale della zona interessata dall'acqua libera;

z è la distanza dal pelo libero dell'acqua;

Stabilità globale

In presenza di sisma viene condotta una analisi pseudo-statica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, paragrafo 7.11.3.5, 7.11.4), secondo cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume di terreno instabile ed ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot (a_{max}/g) \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

S.S. 554 “Cagliariatana” Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 Ex S.S. 125 “Orientale Sarda” – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554		
CA352	Relazione di calcolo per segnaletica	

Dove: β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, in funzione della zona sismica;

g è l'accelerazione di gravità;

S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.I, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_s di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_s sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.IV.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografica della superficie.

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dal progettista, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

6.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte

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

Le ipotesi che stanno alla base del metodo sono quindi:

1. Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.
2. Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.
3. Superficie di rottura piana.
4. Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.
5. La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.
6. Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.
7. Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.
8. L'effetto delle accelerazioni k_h e k_v viene intrinsecamente considerato nel baricentro del cuneo instabile.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$P_{a/p} = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a/p}$$

il coefficiente $K_{a/p}$ viene calcolato utilizzando la formulazione di Mononobe-Okabe proposta nell'ordinanza 3274 e successiva correzione 3316, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terreno.

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro.

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno.

δ = angolo di attrito terreno-muro.

θ = angolo di rotazione aggiuntiva definito come segue.

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 \mu k_v}$$

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

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

$$\beta > \phi - \theta: \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo θ è unico e la spinta attiva e passiva risulta univocamente determinata; viceversa le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

6.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_γ, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_γ, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

d_γ, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

i_γ, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_γ, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_γ, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\phi; \quad N_q = tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{(\pi \cdot tg\phi)}; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg\phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5;$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta=0); \quad i_{\gamma} = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^{\circ} / 450^{\circ}) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta > 0)$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^{\circ}}{147^{\circ}}; \quad g'_c = \frac{\beta^{\circ}}{147^{\circ}}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot \text{tg} \beta)^5; \quad g_{\gamma} = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^{\circ}}{147^{\circ}}; \quad b'_c = \frac{\eta^{\circ}}{147^{\circ}}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}; \quad b_{\gamma} = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}$$

$$\text{dove: } k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = \text{arctg} \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1)$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

η = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\eta = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità della fondazione.

* in presenza di inclinazione dei carichi elevata, a favore di sicurezza, non sono stati usati i coeff. s_i insieme a i_i .

S.S. 554 "Cagliaritana" Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 "Orientale Sarda" – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA352	Relazione di calcolo	

7. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

I carichi considerati per il dimensionamento delle strutture sono sia di natura statica che dinamica e comprendono essenzialmente il peso proprio delle strutture, il carico permanente dovuto al peso della cartellonistica, il vento sulla struttura e sui cartelli, la neve sul traverso superiore ed infine l'azione sismica.

Tutte le condizioni di carico verranno opportunamente combinate tra loro.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

Carico C.A.	= 2500 kN/m ³
Carico terreno	= 1950 kN/m ³
Profilo in acciaio	= 7850 kN/m ³

Per quanto concerne il carico dovuto al metallo della segnaletica, si assume una lamiera in acciaio dello spessore di 2 mm circa che implica una pressione di 0.16 KN/m

7.1 Spinta delle terre

Il terreno a teergo delle fondazioni è costituito da materiale di rilevato.

Si assumeranno quindi i seguenti parametri:

$$\gamma = 19.50 \text{ KN/mc}$$

$$C' = 0.00 \text{ KPa}$$

$$\phi = 38^\circ$$

Da cui si può calcolare il coefficiente di spinta attiva λ pari a 0.238

7.2 Azione del vento

L'azione statica del vento è ricavabile secondo quanto indicato dalla normativa vigente in funzione della velocità calcolata.

Ai fini del calcolo si farà riferimento al vento in direzione parallela all'asse della strada, che investirà la segnaletica frontalmente.

La pressione del vento è data dalla nota espressione :

$$p=q \cdot c_p \cdot c_d \cdot c$$

dove:

q = pressione cinetica di riferimento

c_p = coefficiente di esposizione

c_d = coefficiente di forma

c = coefficiente dinamico

i dati di ingresso sono i seguenti:

Zona	2
Rugosità	D
espos	II
$Z_{tot} =$	20m s.l.m.
$v_{b,0} =$	25m/sec
$a_0 =$	750m/sec

$k_a =$	0.0151/sec
$t_r =$	100anni
$\rho_0 =$	1.25kg/m ³
$\alpha(t_r) =$	1.04
$v_b =$	26.0m/sec
$q_b =$	0.430kN/m ²
$Z_0 =$	0.05m
$Z_{min} =$	4m
$k_r =$	0.19
$C_p =$	1.800
$C_d =$	1.000
$C_t =$	1.000
$C_e(Z)_{max}$	2.293
$q_{v, max} =$	1.77kN/mq

Il coefficiente di forma c_p viene ottenuto facendo riferimento alle indicazioni fornite dalla CNT-DT 207/2008, meglio specificate all'interno dell'allegato G al punto G7 per le insegne e i tabelloni:

$c_p = 1.80$

Come indicato all'interno dell'allegato stesso il punto di applicazione della forza statica equivalente viene preso con una eccentricità orizzontale pari ad $\frac{1}{4} B$ rispetto al baricentro della superficie esposta.

La pressione di calcolo viene applicata come pressione uniforme rispettivamente sulle superfici di esposizione identificate sulla struttura orizzontale e verticale.

7.3 Azione sovraccarico stradale

Si considera a tergo delle fondazioni un sovraccarico stradale uniforme e distribuito, pari a 20 Kpa

S.S. 554 “Cagliaritana” Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 “Orientale Sarda” – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		
CA352	Relazione di calcolo	

7.4 Azione da neve

La pressione dovuta al carico da neve è data dall'ordinaria espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * c_e * c_t$$

dove:

μ_i = coefficiente di forma

C_e = coefficiente di esposizione

C_t = coefficiente termico

Assumendo un q_{sk} pari a 1.5 KN/mq, ed assumendo:

coefficiente di forma = 0.80

Coefficiente di esposizione = 1.00

Coefficiente termico = 1.00

Il valore del carico neve $q_s = 1.20$ KN/mq

S.S. 554 “Cagliaritana” Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 “Orientale Sarda” – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		
CA352	Relazione di calcolo	

7.5 Azione sismica

L'azione sismica dovuta alla struttura in elevazione si ottiene mediante la nota relazione

$$F_h = S_d \cdot W/g$$

Dove:

W = peso della struttura in elevazione

Mentre l'azione sismica dovuta all'inerzia della fondazione mediante la relazione:

$$F_h = k_h \cdot W/g$$

dove:

W=peso del plinto di fondazione e del terreno imbarcato

La forza orizzontale ottenuta dall'analisi, distribuita sull'altezza della struttura, segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

Per il calcolo dell'incremento di spinta sismica del terreno a tergo del muro della barriera si considera il coefficiente di spinta prodotto utilizzando la formulazione Mononobe-Okabe.

A tal fine, l'accelerazione sismica di progetto riportata nel paragrafo “criteri e definizione dell'azione sismica” viene ridotta attraverso il coefficiente di riduzione β_m così come previsto dalle vigenti NTC2018 per le strutture di sostegno.

Nel caso in esame si ha:

$a_{max} = 0.375g$ accelerazione massima al suolo

$\beta_m = 0.31$ coefficiente di riduzione

L'accelerazione prodotta sarà per tanto pari ad $a_g = 0.116g$

8. CALCOLO DELLA FONDAZIONE DEL PORTALE A BANDIERA

Ricordando la seguente analisi renderà possibile l'installazione di segnaletica a barriera con un **limite di sbraccio pari a 9.75 m**, si riportano in seguito i risultati del calcolo.

8.1 Dati geometrici

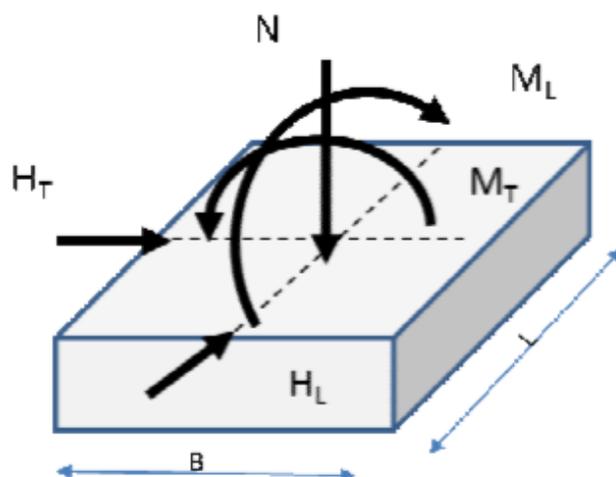
<u>Input :</u>		<u>Parametri azioni :</u>		<u>Carichi agenti :</u>	
H _{cartello} =	2.50 m	γ _{terr} =	20 kN/mc	p _{vento} =	1.74
L _{cartello max} =	3.50 m	γ _{cls} =	25 kN/mc	p _{cartello} =	0.160
H _{asse montante} =	6.90 m	γ _s =	78.5 kN/mc	q _{plinto} =	164
H _{plinto} =	2.60 m	k _a =	0.24	q _{Profilato traverso} =	1.256
B _{sup} =	1.60 m	a _g /g =	0.263	q _{Profilato montante} =	2.214
B _{inf} =	4.00 m	S=S _s *S _t =	1.427	q _{neve} =	1
L _{plinto sup} =	1.60 m	S _d (barr)=	0.463	q _{sovraccarico acc} =	20
L _{plinto inf} =	4.50 m	kM-O =	0.383		
H _{plinto sup} =	1.60 m	dkM-O =	0.143		
H _{plinto inf} =	1.00 m				
L _{traverso} =	9.75 m				
e _{orizzontale vento su cartelli} =	8.875 m				
e _{orizzontale vento su traverso} =	3.125 m				
e _{verticale vento su montante} =	3.45 m				
e _{verticale cartelli da asse traverso} =	0.5 m				
A _{profilato traverso} =	160 cm ²				
H _{profilato traverso} =	0.5 m				
A _{profilato montante} =	282 cm ²				
H _{profilato montante} =	0.7 m				
e _{intradosso plinto da asse montante} =	-0.7 m				
B _{sbalzo anteriore plinto inf} =	1.90				

I parametri del terreno riportati sono quelli relativi all'approccio d'analisi indicato all'interno della normativa vigente in materia di costruzioni in zona sismica, secondo le prescrizioni indicate all'interno del capitolo sulla analisi geotecnica.

8.2 Convenzione sui segni

Nel calcolo delle sollecitazioni ad intradosso fondazione sono state considerate le convenzioni di seguito riportate:

- Momento flettente trasversale : esso è dovuto ai carichi propri e permanenti portati, al carico da neve, al carico da sisma in direzione trasversale in entrambe le direzioni ed infine alle spinte delle terre.
- Momento flettente longitudinale: dovuto al carico da vento e da sisma in direzione longitudinale
- Momento torcente: dovuto al carico da vento e da sisma in direzione longitudinale
- Sforzo di taglio trasversale: dovuto al carico da sisma in direzione trasversale e alle spinte delle terre.
- Sforzo di taglio longitudinale: dovuto al carico da vento e da sisma in direzione longitudinale
- Sforzo assiale: dovuto ai pesi propri e permanenti portati ed al peso del terreno imbarcato.



8.3 Carichi elementari

Vengono riportate in seguito le caratteristiche di sollecitazione elementari rispettivamente agenti alla base del montante di acciaio e all'intradosso della fondazione.

I bracci b utilizzati per il calcolo dei momenti sono espressi in metri, tutte le forze in KN e le sollecitazioni flettenti in KNm.

Per quanto riguarda il segno del momento dovuto al sisma trasversale, esso può essere considerato concorde o discorde al segno del momento relativo alla convenzione positiva a seconda che il sisma agisca verso x, come le spinte delle terre verso-x discorde con le azioni delle spinte.

Di seguito si riportano i carichi alla base del montante.

CARICHI ACCIDENTALI

	T		Macc
F _{vento su cartelli} =	15.23 kN	7.40	M _{vento long cartelli} = 112.68 kNm
F _{vento su traverso} =	5.44 kN	6.90	M _{vento long traverso} = 37.53
F _{vento su montante} =	8.41 kN	3.45	M _{vento long montante} = 29.00
F _{vento tot long} =	29		M _{vento long tot} = 179
			M _{vento torcente} = 152
			M _{neve trasv} = 47.53

F _{sisma long su traverso} =	5.67	H _{sisma} =	6.90	M _{sisma long} =	68.32
F _{sisma long su montante} =	7.07		3.45		
F _{sisma long su cartelli} =	0.65		7.40		
F _{sisma tot long} =	13			M _{sisma long torcente} =	32.83
F _{sisma trasv} =	13			M _{sisma trasv} =	68.32
PESI PROPRI E PERMANENTI PORTATI					
				Mpp	
P _{profilato traverso} =	12.2 kN			M _{peso proprio trasv} =	59.70 kNm
P _{profilato montante} =	15.3				
P _{cartelli} =	1.4			M _{perm. Port.trasv} =	11.20 kNm
	29				71 kNm

Mentre per quanto riguarda i carichi alla base del plinto di fondazione:

CARICHI ACCIDENTALI

H		b		Macc	
$F_{\text{vento su cartelli}} =$	15.23 kN		10.00	$M_{\text{vento long cartelli}} =$	152.28 kNm
$F_{\text{vento su traverso}} =$	5.44		9.50	$M_{\text{vento long traverso}} =$	51.67 kNm
$F_{\text{vento su montante}} =$	8.41		6.05	$M_{\text{vento long montante}} =$	50.85
$F_{\text{vento tot long}} =$	29			$M_{\text{vento long tot}} =$	255
			-0.70	$M_{\text{vento torcente}} =$	132
				$M_{\text{neve trasv}} =$	47.53
Terre e sisma trasversali					
$F_{\text{terre spinta attiva}} =$	73.01 kN	$H_{\text{terre}} =$	0.87	$M_{\text{terre trasv}} =$	-63.27
$F_{\text{sovraccarico acc}} =$	56.16	$H_{\text{sovraccarico acc}} =$	1.30	$M_{\text{sovraccarico acc trasv}} =$	-73.01
$F_{\text{spinte tot trasv}} =$	129				
$F_{\text{sovraccarico sisma terr}} =$	87.00	$H_{\text{sovraccarico sisma terr}} =$	1.30	$M_{\text{sovraccarico sisma terr}} =$	-113.10
$F_{\text{sisma su traverso}} =$	5.67	$H_{\text{sisma}} =$	9.50	$M_{\text{sisma trasv}} =$	±179.26
$F_{\text{sisma su montante}} =$	7.07		6.05		
$F_{\text{sisma su cartelli}} =$	0.65		10.00		
$F_{\text{sisma su terreno sbalzo a valle}} =$	31.66		0.80		
$F_{\text{sisma su terreno sui lati}} =$	8.59		0.40		
$F_{\text{sisma plinto sup}} =$	11.85		1.80		
$F_{\text{sisma plinto inf}} =$	52.07		0.50		

$F_{\text{sisma trasv}} =$	±117.57				
Terre e sisma longitudinali					
$F_{\text{sisma long}} =$	117.57			$M_{\text{sisma long}} =$	179.26
				$M_{\text{sisma long torcente}} =$	28.40
PESI PROPRI E PERMANENTI PORTATI					
N				Mpp	
$P_{\text{profilato traverso}} =$	12.2 kN		-0.7	$M_{\text{peso proprio trasv}} =$	50.65 kNm
$P_{\text{profilato montante}} =$	15.3				
$P_{\text{cartelli}} =$	1.4				
$P_{\text{plinto sup}} =$	102.4		-0.7		-71.68
$P_{\text{terreno sbalzo a valle}} =$	273.6	$b_{\text{terreno su sbalzo a valle}} =$	1.05	$M_{\text{terreno su sbalzo}} =$	287.28
$P_{\text{terreno sui lati}} =$	74.2	$b_{\text{terreno sui lati}} =$	-0.7		-51.97
$P_{\text{plinto inf}} =$	450.0				
	929				214 kNm

CA352

Relazione di calcolo

Nel caso di sollecitazioni per verifiche GEO le spinte risultano invece in direzione trasversale avere i seguenti valori:

Terre e sisma trasversali						
$F_{\text{terre spinta attiva}} =$	95.82	kN	$H_{\text{terre}} =$	0.87	$M_{\text{terre trasv}} =$	-83.05
$F_{\text{sovraccarico acc}} =$	73.71		$H_{\text{sovraccarico acc}} =$	1.30	$M_{\text{sovraccarico acc trasv}} =$	-95.82
$F_{\text{spinte tot trasv}} =$	170					
$F_{\text{sovraccarico sisma terr}} =$	56.58		$H_{\text{sovraccarico sisma terr}} =$	1.30	$M_{\text{sovraccarico sisma terr}} =$	-73.56

8.4 Combinazioni di carico

						Sp.Terre sismica	Sp.Terre sismica
C1 SLU (Vento)	1.35	1.5	0	1.35	1.35	0	0
C2 SLU (Neve)	1.35	0	1.5	1.35	1.35	0	0
C3 SLE (q.perm)	1	0	0	1	1	0	0
C4 SLE (freq) (Vento)	1	0.2	0	1	1	0	0
C5 SLE (freq) (Neve)	1	0	0.2	1	1	0	0
C4 SLE (rara) (Vento)	1	1	0	1	1	0	0
C5 SLE (rara) (Neve)	1	0	1	1	1	0	0
C6 SLU-GEO (Vento)	1	1.3	0	1	1	0	0
C7 SLU-GEO (Neve)	1	0	1.3	1	1	0	0
C8 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (x))	1	0	0	1	0.6	1	0.3
C9 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (-x))	1	0	0	1	0.6	1	0.3
C10 SLV (Sisma trasv (x))	1	0	0	1	0.6	0.3	1
C11 SLV (Sisma trasv (-x))	1	0	0	1	0.6	0.3	1

Da cui in seguito, le componenti delle sollecitazioni alla **base del montante in acciaio**:

Ris. base montante acciaio (sez.1-1) :	N	Mlong	Mtrasv	Hlong	Htrasv	Mtorc
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
C1 SLU (Vento)	39	269	96	44	0	228
C2 SLU (Neve)	39	0	167	0	0	0
C3 SLE (q.perm)	29	0	71	0	0	0
C4 SLE (freq) (Vento)	29	36	71	6	0	30
C5 SLE (freq) (Neve)	29	0	80	0	0	0
C4 SLE (rara) (Vento)	29	179	71	29	0	152
C5 SLE (rara) (Neve)	29	0	118	0	0	0
C6 SLU-GEO (Vento)	29	233	71	38	0	198
C7 SLU-GEO (Neve)	29	0	133	0	0	0
C8 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (x))	29	68	91	13	4	33
C9 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (-x))	29	68	91	13	4	33
C10 SLV (Sisma trasv (x))	29	20	139	4	13	10
C11 SLV (Sisma trasv (-x))	29	20	139	4	13	10

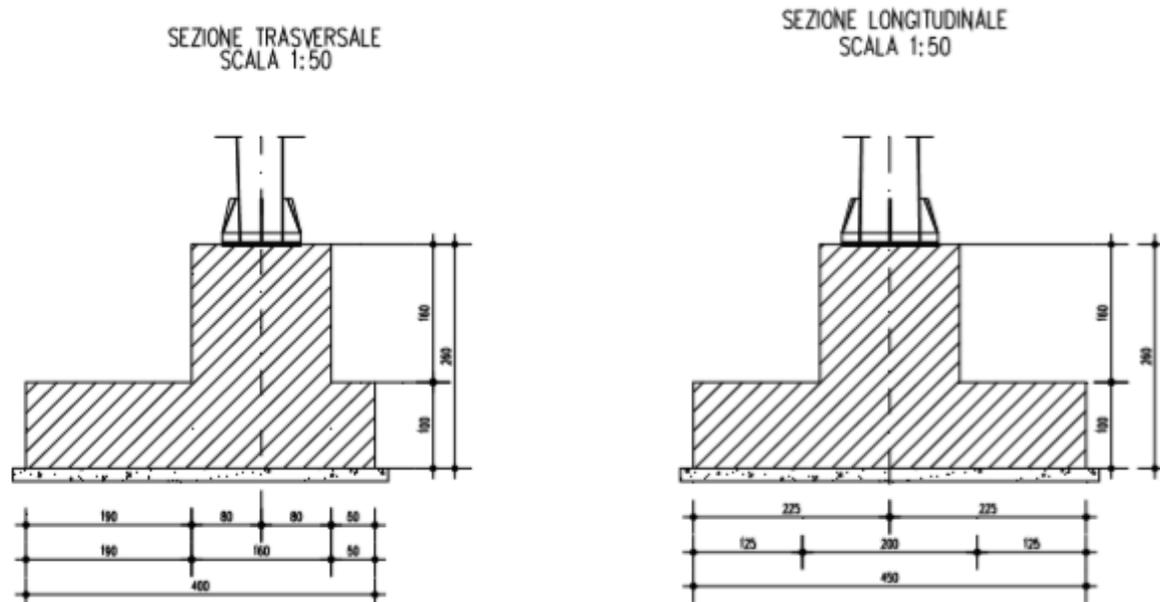
Le sollecitazioni all'intradosso della fondazione invece:

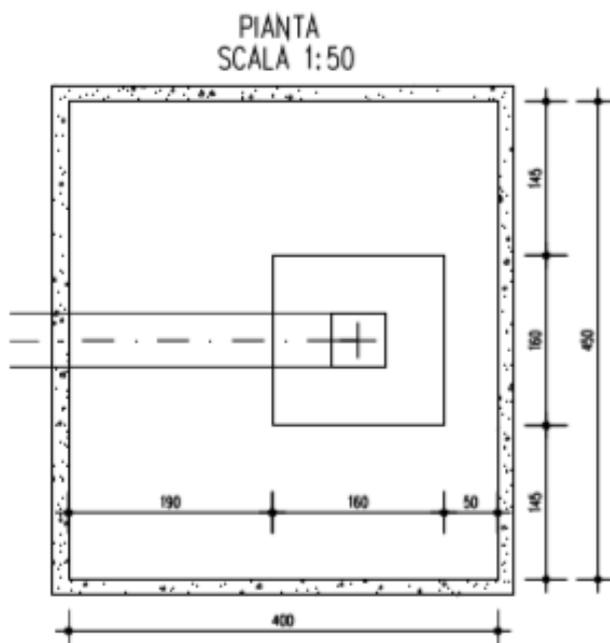
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
C1 SLU (Vento)	1254	382	105	44	174	198
C2 SLU (Neve)	1254	0	177	0	174	0
C3 SLE (q.perm)	929	0	78	0	129	0
C4 SLE (freq) (Vento)	929	51	78	6	129	26
C5 SLE (freq) (Neve)	929	0	88	0	129	0
C4 SLE (rara) (Vento)	929	255	78	29	129	132
C5 SLE (rara) (Neve)	929	0	126	0	129	0
C6 SLU-GEO (Vento)	929	331	35	38	170	171
C7 SLU-GEO (Neve)	929	0	97	0	170	0
C8 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (x))	929	179	-2	118	192	28
C9 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (-x))	929	179	105	118	105	28
C10 SLV (Sisma trasv (x))	929	54	-179	35	314	9
C11 SLV (Sisma trasv (-x))	929	54	253	35	22	9

8.5 Verifiche strutturali del basamento di fondazione

Si riporta l'analisi effettuata sul plinto di fondazione.

La geometria è rappresentata nelle immagini che seguono.





8.5.1 Sollecitazione sulle fondazioni

Per la condizione più gravosa si ha l'eccentricità di carico pari a:

$$e_{\text{long}} = M_{\text{long}}/N = 0.36 \text{ m}$$

$$e_{\text{trasv}} = M_{\text{trasv}}/N = 0.04 \text{ m}$$

Il basamento ha dimensioni 4.5 m x 4.0 m pertanto le dimensioni del nocciolo centrale di inerzia sono:

$$\rho_{\text{long}} = h/6 = 4.5/6 = 0.75$$

$$\rho_{\text{trasv}} = h/6 = 4.0/6 = 0.67$$

Essendo:

$$6e_{\text{long}}/L + 6e_{\text{trasv}}/B = 0.532 < 1$$

La sezione risulta interamente reagente

S.S. 554 "Cagliaritana" Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 "Orientale Sarda" – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA352	Relazione di calcolo	

Il basamento viene verificato con uno schema semplificato a mensola nelle due direzioni longitudinali e trasversali, considerando la fondazione come incastrata in corrispondenza dello sbalzo trasversale di 1.90 m e quella longitudinale di 1.45m.

Le mensole sono soggette alla pressione massima, uniformemente distribuita.

Tale schematizzazione semplificata risulta a favore di sicurezza, inoltre si ha un pressione massima pari a $\sigma=80$ Kpa

8.5.2 Verifica a flessione allo Stato Limite Ultimo

Per la condizione più gravosa in direzione longitudinale otteniamo:

Altezza $H=100$ cm

Larghezza $B=100$ cm

Copriferro $c=7.00$ cm

Si considerano le seguenti armature:

armatura tesa $1\phi 16/20$ cm = 10.05 cmq

armatura compressa $1\phi 16/20$ cm = 10.05 cmq

il momento massimo resistente della sezione è:

$$M_{max} = \frac{1}{2} (107 \cdot 1.0) \cdot (1.45)^2 = 112 \text{ KNm}$$

Il momento resistente della sezione è:

$$M_{res} = 370 \text{ KNm}$$

E quindi la verifica risulta decisamente soddisfatta.

S.S. 554 "Cagliaritana" Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 <i>Ex S.S. 125 "Orientale Sarda" – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554</i>		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA352	Relazione di calcolo	

Per la condizione più gravosa in direzione trasversale otteniamo:

Altezza H=100 cm

Larghezza B=100 cm

Copriferro c=7.00 cm

Si considerano le seguenti armature:

armatura tesa 1 ϕ 20/20 cm = 15.57cmq

armatura compressa 1 ϕ 20/20 cm = 15.57 cmq

il momento massimo resistente della sezione è:

$$M_{max} = \frac{1}{2} (107 \cdot 1.0) \cdot (1.90)^2 = 193 \text{ KNm}$$

Il momento resistente della sezione è:

$$M_{res} = 530 \text{ KNm}$$

E quindi la verifica risulta decisamente soddisfatta.

8.5.3 Verifica a Taglio allo Stato Limite Ultimo

In direzione longitudinale, le verifiche a taglio vengono eseguite controllando che i valori delle sollecitazioni risultino inferiori al taglio resistente ultimo.

Il taglio massimo per la sezione è:

$$T_{max} = (107 \cdot 1.45) = 155 \text{ KN}$$

V _{sdu}	155	kN
M _{sdu}	-	kNm
N _{sdu}	0	kN
R _{ck}	35	N/mm ²
f _{ck}	28	N/mm ²
γ _c	1.5	
f _{yk}	450	N/mm ²
b _w	100	cm
d	93.00	cm
A _{sl}	10.05	cm ²
c	7.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
ctgθ	2.50	
θ _{imposto}	21.80	gradi
A _{sw}	0.00	cm ²
passo staffe	20	cm
f _{cd}	15.867	N/mm ²
f _{ctd0,05}	1.240	N/mm ²
f _{yd}	391.304	N/mm ²
σ _{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V _{Rd}	236.270	kN
V _{Rd,min}	305.018	kN

Poiché V_{Rd} > V_{sdu} la verifica è soddisfatta senza particolari necessità di armare a taglio

In direzione trasversale, le verifiche a taglio vengono eseguite controllando che i valori delle sollecitazioni risultino inferiori al taglio resistente ultimo.

Il taglio massimo per la sezione è:

$$T_{max} = (107 \cdot 1.9) = 203 \text{ KN}$$

V_{sdu}	203	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	93.00	cm
A_{sl}	15.57	cm ²
c	7.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
A_{sw}	0.00	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	15.867	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	273.390	kN
$V_{Rd,min}$	305.018	kN

Poiché $V_{rd} > V_{sdu}$ la verifica è soddisfatta senza particolari necessità di armare a taglio

S.S. 554 "Cagliaritana" Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 Ex S.S. 125 "Orientale Sarda" – Connessione tra la S.S. 554 e la nuova S.S 554		
CA352	Relazione di calcolo	

8.5.4 Verifica di fessurazione

In direzione longitudinale, le verifiche di fessurazione risultano, assumendo come tensione massima in combinazione frequente $\sigma=62$ Kpa e $M_{max} = \frac{1}{2} * 62-1.45/2 = 65$ KNm le seguenti:

	Sez long.
	Frequente
Larghezza <i>b</i> (cm)	100.000
Altezza <i>h</i> (cm)	100.000
Armatura tesa 1° strato <i>A_a</i> (cm ²)	1Ø16/20 10.05
Copriferro 1° strato <i>c₁</i> (cm)	7.000
Armatura Compressa <i>A'a</i> (cm ²)	1Ø16/20 10.05
Copriferro armatura compressa <i>c'</i> (cm)	7.000
<i>N</i> (kN)	0.000
<i>M</i> (kNm)	65.00
FORMAZIONE FESSURE	
Resist. media a traz. semplice del cls, <i>f_{ctm}</i> (N/mm ²)	3.16
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, <i>f_{ctk}</i> (N/mm ²)	2.65
Traz. nel cls prodotta da <i>M_{es}</i> ed <i>N_{es}</i> , <i>σ_{ct}</i> (N/mm ²)	0.36

Non si formano fessure

In direzione trasversale, le verifiche di fessurazione risultano, assumendo $M_{max} = \frac{1}{2} * 62 - 1.90/2 = 117$ KNm le seguenti:

	Sez trasv.
	Frequente
Larghezza <i>b</i> (cm)	100.000
Altezza <i>h</i> (cm)	100.000
Armatura tesa 1° strato <i>A_a</i> (cm ²)	1Ø20/20 15.57
Copriferro 1° strato <i>c₁</i> (cm)	7.000
Armatura Compressa <i>A'_a</i> (cm ²)	1Ø16/20 10.05
Copriferro armatura compressa <i>c'</i> (cm)	7.000
N (kN)	0.000
M (kNm)	117
FORMAZIONE FESSURE	
Resist.media a traz.semplice del cls, <i>f_{ctm}</i> (N/mm ²)	3.16
Resist.caratt. a traz. per fless. del cls, <i>f_{ctk}</i> (N/mm ²)	2.65
Traz. nel cls prodotta da <i>M_{es}</i> ed <i>N_{es}</i> , <i>σ_{ct}</i> (N/mm ²)	0.64

Non si formano fessure

8.6 Verifiche geotecniche del basamento di fondazione

Si riporteranno nel seguito le verifiche di capacità portante e scorrimento per le condizioni SLU_GEO e sismica.

I parametri considerati per l'approccio sono:

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	23 °	0.40 rad
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	23 °	0.40 rad
coefficiente γ_R	1.25	
coefficiente γ_R	1.0	
angolo d'attrito di design ϕ'_d	23.00 °	0.40 rad $\tan(\phi'_d) = 0.424$
coeff. attrito di design μ'_d	0.42	
Profondità da piano campagna D [m]	1	m
q' = carico permanente ai lati	20	kPa
γ = peso specifico terreno naturale	20	kN/m ³
γ' = peso specifico terreno immerso	10	kN/m ³
Zw	0	m

Approccio 1 - Combinazione 2 A2+M2+R2 (per sisma 1-M1-R1)								DIMENSIONI EFFICACI	
Azioni a intradosso fondazione (SLU - comb A2)									
COMBINAZIONE	DIM LONG	DIM TRASV	N	H _L	H _T	M _L	M _T	B'	L'
	B	L							
COMBINAZIONE									
C8_SISMA LONG_1	4.5	4	929	118	192	179	-2	4.11	4.00
C9_SISMA LONG_2	4.5	4	929	118	105	179	105	4.11	3.77
C10_SISMA TRASV_1	4.5	4	929	35	314	54	-179	4.38	3.61
C11_SISMA TRASV_2	4.5	4	929	35	22	54	253	4.38	3.46
C6_SLU GEO_Vento	4.5	4	929	38	170	331	35	3.79	3.92

CAPACITA PORTANTE : contributo q'		
N _s	Direzione Longitudinale (B')	Direzione Trasversale (L')

CA352

Relazione di calcolo

	s_z	d_z	i_z	ξ_z	z_z	$h_{z,f}$	$q_{lim,d}$ kPa	s_z	d_z	i_z	ξ_z	z_z	$h_{z,f}$	$q_{lim,d}$ kPa	kPa
5.66	1.239	1.076	0.720	1	1.00	1.00	108.7	1.181	1.078	0.580	1	1.00	1.00	83.6	83.6
5.66	1.253	1.076	0.720	1	1.00	1.00	109.9	1.220	1.083	0.748	1	1.00	1.00	111.9	109.9
5.66	1.355	1.071	0.909	1	1.00	1.00	149.4	1.105	1.086	0.396	1	1.00	1.00	53.9	53.9
5.66	1.371	1.071	0.909	1	1.00	1.00	151.2	1.239	1.090	0.942	1	1.00	1.00	144.1	144.1
5.66	1.280	1.083	0.902	1	1.00	1.00	141.5	1.206	1.080	0.619	1	1.00	1.00	91.3	91.3

CAPACITA PORTANTE : contributo γ														
N_γ	Direzione Longitudinale (B')							Direzione Trasversale (L')						
	s_γ	d_γ	i_γ	ξ_γ	z_γ	$h_{\gamma,f}$	$q_{lim,\gamma}$ kPa	s_γ	d_γ	i_γ	ξ_γ	z_γ	$h_{\gamma,f}$	$q_{lim,\gamma}$ kPa
	2.37	0.435	1.000	0.628	1	1.00	1.00	13.3	0.717	1.000	0.458	1	1.00	1.00
2.37	0.587	1.000	0.628	1	1.00	1.00	18.0	0.613	1.000	0.662	1	1.00	1.00	18.2
2.37	0.000	1.000	0.875	1	1.00	1.00	0.0	0.902	1.000	0.259	1	1.00	1.00	10.0
2.37	0.517	1.000	0.875	1	1.00	1.00	23.6	0.669	1.000	0.920	1	1.00	1.00	25.2
2.37	0.338	1.000	0.865	1	1.00	1.00	13.1	0.758	1.000	0.504	1	1.00	1.00	17.8

VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE				VERIFICA A SCORRIMENTO			
R_d $q_{u,d}$ kPa	E_d $q_{E,d} = N / (B' \cdot L')$ kPa	R_d/E_d $\geq 1,0$		$R_d = N \cdot \mu_c$ kN	E_d kN	$R_d/E_d \geq 1,1$	
$(83.6 + 15.6)/1. =$	99.1	56.51	1.75 OK	315.5	225.4	1.40	OK
$(109.9 + 18.2)/1. =$	128.1	59.83	2.14 OK	315.5	158.0	2.00	OK
$(53.9 + 10.)/1. =$	63.9	58.63	1.09 OK	378.9	315.9	1.20	OK
$(144.1 + 25.2)/1. =$	169.3	61.33	2.76 OK	315.5	41.3	7.63	OK
$(91.3 + 17.8)/1. =$	109.1	62.50	1.74 OK	315.5	174.2	1.81	OK

Si considera pertanto la fondazione interessata verificata.

Per quanto riguarda le restanti segnaletiche, essendo di dimensioni meno rilevanti, si rimanda direttamente alla consultazione degli elaborati grafici per visionare le sezioni resistenti di fondazione.