

COMUNE DI RAVELLO

Provincia di Salerno



INTERVENTO DI SOSTITUZIONE DEL GUARD RAIL CON RINGHIERA IN FERRO AD ELEMENTI LINEARI

PROGETTO STRUTTURALE

ELABORATO:

E.05

OGGETTO DELL'ELABORATO:

**RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE
FONDAZIONI**

COMMITTENTE:

COMUNE DI RAVELLO

PROGETTISTA DELLE STRUTTURE:

ing. Sergio Orlando Paciello
via Municipio 11 - 84085 M.S. Severino (SA)
C.F. PLCSGR75L21F205G
P.IVA 04207040652

IL RUP:

TIMBRI:

EMISSIONE:	DATA:	CODICE PROGETTO:	REDATTO DA:	APPROVATO DA:
1a	aprile 2019			
2a	maggio 2019			
3a				
4a				

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Via Sambuco – Intervento di sostituzione del guard rail con ringhiera in ferro ad elementi lineari

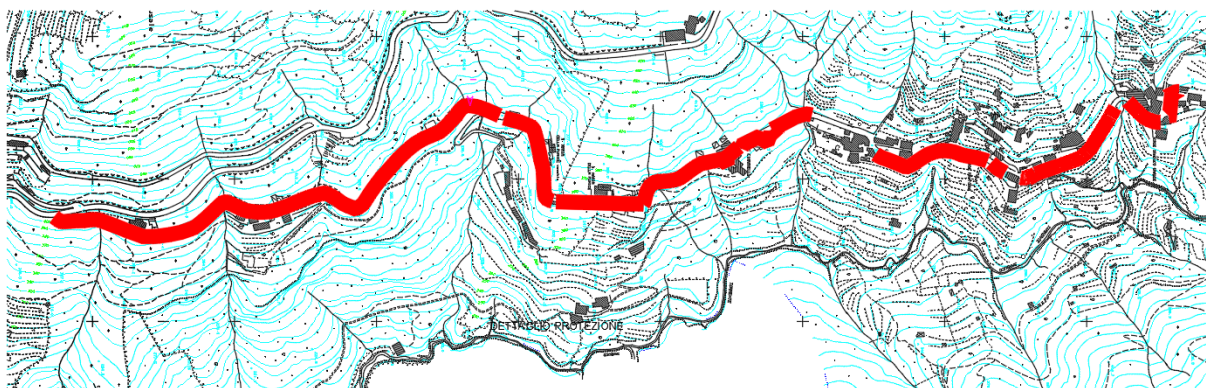
1. PREMESSA

La presente **RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI** è parte del progetto progettuale dell'intervento denominato: "Via Sambuco – Intervento di sostituzione del guard rail con ringhiera in ferro ad elementi lineari".

Essa si basa sulla relazione geologica redatta dal dott. Massimiliano DENTATO, in cui sono riportate le informazioni di carattere geologico, geotecnico e sismico della porzione di territorio interessata dall'intervento.

2. INDIVIDUAZIONE DEL SITO E DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento riguarda la sostituzione totale dei guard rail attualmente presenti lungo via Sambuco, con ringhiera metallica ad elementi lineari verticali. Il tratto interessato ha una lunghezza lineare di circa 800 m.



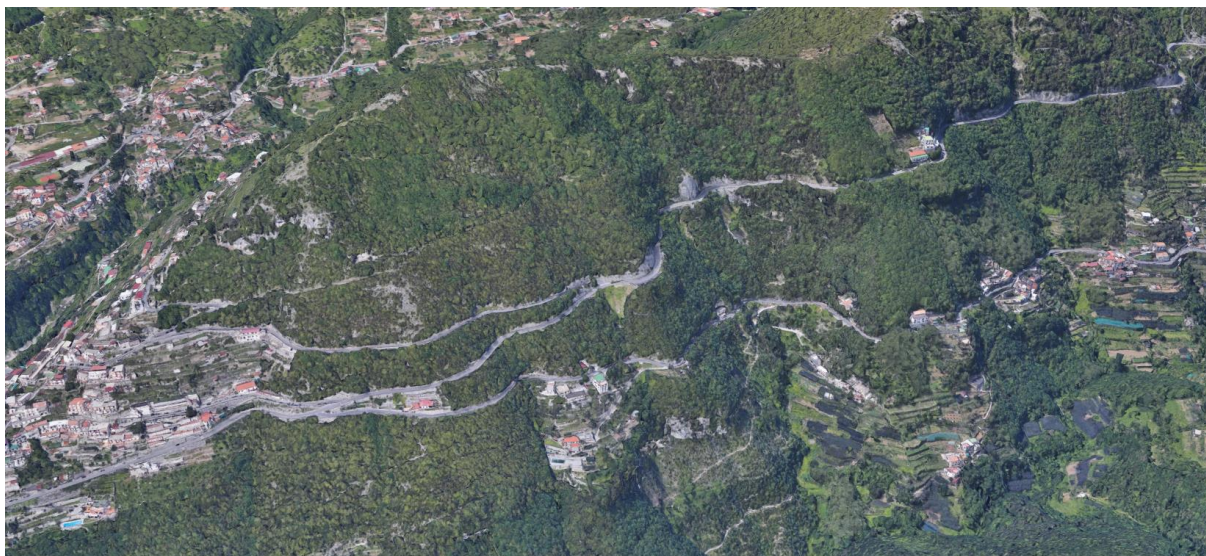
Planimetria dell'intervento

Così come per tutti i comuni della Costiera Amalfitana, il territorio in cui è previsto l'intervento di sostituzione, è un misto tra collinare e montuoso ed è coperto da un manto di castagneti e macchia mediterranea.

La frazione prospetta sulla valle del torrente denominato Reghinna Minor. L'abitato di Sambuco, che conta una popolazione di circa 300 abitanti, è servito da una strada di collegamento che si innesta sulla S.P.1 Ravello-Chiunzi.

Tale asse viario è caratterizzato da discontinuità nelle barriere protettive a valle della strada, dove si alternano tratti con ringhiere metalliche ad elementi lineari verticali e tratti con guard rail metallici ad onda.

Le ringhiere metalliche ad elementi lineari verticali sono ubicate prevalentemente nell'innesto con la SP1 e in prossimità del centro abitato di Sambuco. Il tratto intermedio è caratterizzato invece da guard rail metallici bi-onda, per circa 800 m.

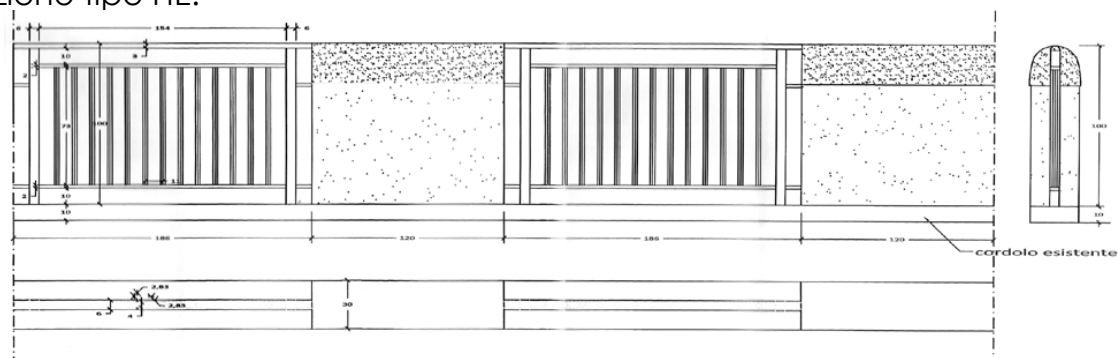


Estratto della vista aerea della strada che porta alla località Sambuco



Foto di via Sambuco – A sinistra guard rail esistente, a destra tratto misto con guard rail e ringhiera ad elementi lineari

Si predilige la tipologia di ringhiera metallica ad elementi lineari verticali perché maggiormente presente su tutto il territorio comunale. La ringhiera è costituita da pannelli modulari, opportunamente collegati a piantoni di sezione tipo HE.

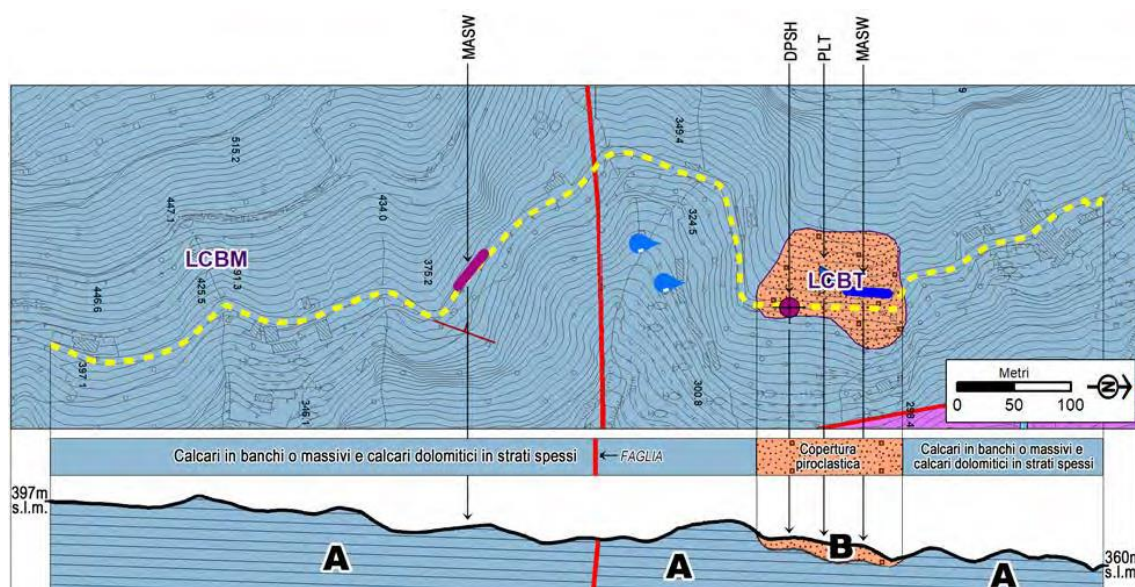


Schema tipologico della protezione stradale prevista nel progetto architettonico

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 17 Gennaio 2018)

4. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI TERRENI



PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO						
LITOLOGIA	Angolo di attrito ϕ	Coesione non drenata C_u	Modulo compress. edometrica E_{ed}	Densità relativa D_r	Peso di volume naturale γ_n	Costante di sottofondo K
A	37°	0,00 kg/cmq	625 kg/cmq	>95%	24,5 KN/m3	100 N/cmc
B [SPESSORE: 5,80 m]	23°	0,00 kg/cmq	25 kg/cmq	35%		

Dall'analisi della relazione geologica a firma del dott. Massimiliano Dentato, si può affermare che i terreni relativi presenti in sito sono sintetizzabili nelle due tipologie litologiche sopra indicate.

Terreni di natura piroclastica sono presenti lungo tutti gli orizzonti superficiali dei terreni di sedime ove è previsto l'intervento, in spessori variabili da 0,5m a 2,0m. I caratteri geotecnici di questi ultimi si possono comparare a quelli rilevati con la prova penetrometrica eseguita in sito ed allegata alla relazione geologica, siglata come "B" nell'immagine di sopra.

Dal punto di vista sismico, la categoria di suolo è la B, mentre la categoria topografica dell'ubicazione dell'opera, ai sensi della tabella 3.2.VI del D.M. del 17 gennaio 2018, è T4 perché va considerato che l'area è posta nella parte bassa di un rilievo caratterizzato da pendenze medie superiori a 30°.

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

Dal punto di vista della circolazione idrica si evidenzia che nelle immediate vicinanze non sono presenti venute di acqua e/o è presente la falda.

5. MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO

Per la modellazione sismica del sito si è fatto riferimento a quanto riportato nello studio geologico allegato a firma del dott. DENTATO.

In base all'indagine MASW eseguita, il suolo può essere indicato appartenere alla categoria "B" ai sensi di quanto disposto dalla tabella 3.2.II del D.M. 17.01.2018.

In definitiva le caratteristiche geosismiche del terreno di fondazione considerato, possono così essere riassunte:

- categoria di profilo stratigrafico = B;
- fattore topografico da tabella di normativa T4;

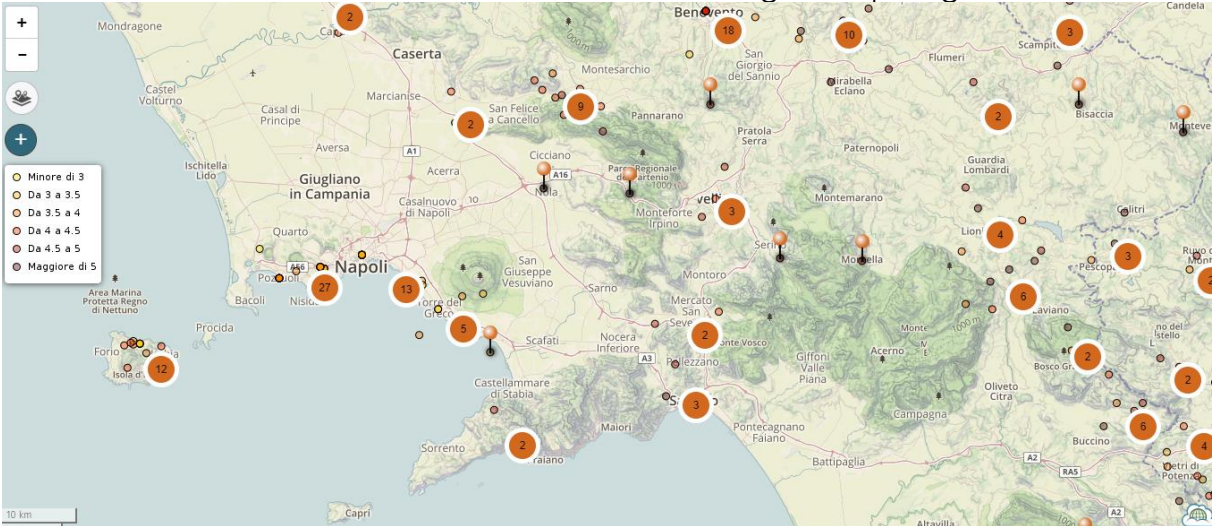
Si descrivono in seguito le caratteristiche principali della sismicità e della pericolosità sismica relativamente al territorio di Ravello e delle zone limitrofe.

La pericolosità sismica di un sito dipende dalle manifestazioni di sismicità che si hanno sia in loco sia da quelle distanti anche molte decine di chilometri. Gli effetti sismici in termini di danno si risentono infatti a distanze tanto maggiori quanto maggiore è la magnitudo del sisma. Per tale motivo, la completa ed esaustiva valutazione in termini di sismicità di un'area va inquadrata secondo uno studio di sufficientemente ampio da includere tutte le sorgenti sismiche potenzialmente pericolose per il sito in esame.

A partire dal territorio in oggetto è stata considerata una vasta regione della quale nella figura seguente viene mostrata la distribuzione degli epicentri dei terremoti verificatisi dall'anno 1000 al 1992. La dimensione dei punti è proporzionale alla magnitudo degli eventi. La fonte dei dati è il Catalogo dei terremoti italiani NT 4.1.1, edito dal CNR-GNDT. Si osservi la distribuzione spaziale dei terremoti, pochi e di

piccola magnitudo nella fascia tirrenica della penisola, e fortemente addensati e con magnitudo elevate, nella fascia centrale della catena appenninica meridionale.

Una tale disomogeneità distributiva degli eventi tra aree molto vicine si spiega con il modello sismotettonico locale di cui si dirà al seguente paragrafo.

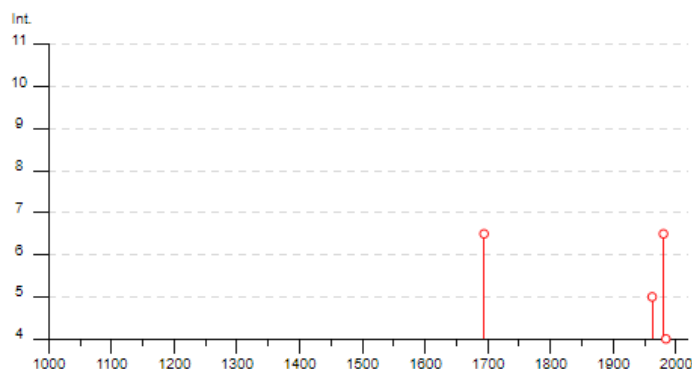


Mappa degli epicentri dei terremoti verificatisi dall'anno 1000 ad oggi. La dimensione dei punti è proporzionale alla magnitudo dell'evento sismico.

Il Comune di Ravello ricade in una zona sismica in zona sismica 3, $a_g = 0.15g$. I dati di sismicità storica che riguardano il territorio di Ravello sono stati reperiti nel Database Macrosismico Italiano 2015 (DBMI 15) a cura dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Nella tabella seguente, per ogni evento sismico, sono stati riportati l'anno, il mese, il giorno e l'ora, il sito epicentrale, la relativa intensità sismica e i valori di magnitudo momento.

I dati in tabella mostrano come principali eventi sismici risentiti a Ravello siano quelli dell'Appennino del Potentino e dell'Irpinia.

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
6-7	1694	09	08	11	40		Irpinia-Basilicata	251	10	6.73
5	1962	08	21	18	19		Irpinia	562	9	6.15
6-7	1980	11	23	18	34	5	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.81
4	1984	05	07	17	50		Monti della Meta	912	8	5.86
NF	1991	05	26	12	25	5	Potentino	597	7	5.08
3	1996	04	03	13	04	3	Irpinia	557	6	4.90
NF	2005	05	21	19	55	1	Area Nolana	271	5	4.07



6. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Come già detto, sia la ringhiera che il muretto sono ancorati alle strutture esistenti per mezzo di idonei elementi di collegamento. Per quanto attiene alle azioni spingenti del terrapieno sulle opere di sostegno esistenti e all'azione, sulle stesse, dovute ai sovraccarichi causati dal passaggio delle automobili sulla sede stradale, si precisa che dette azioni orizzontali continueranno ad essere sopportate dalle opere di sostegno già presenti lungo lo sviluppo della sede stradale. Pertanto, alle nuove opere verrà affidato unicamente il compito di sopportare l'azione dovuta all'urto accidentale delle auto.

In alcuni casi, tuttavia, l'elemento di fondazione è da realizzare ex novo. Questi elementi saranno costituiti da un sistema di micropali, posti al di sotto dei muretti in c.a., sormontati da una trave-cordolo in testa ai pali stessi. I micropali sono disposti a quinconce, distanziati circa 35 cm in senso trasversale e circa 135 cm in senso longitudinale. Si ipotizza che il cordolo di testata sia sufficientemente rigido e resistente da trasferire il carico di svio agli elementi di fondazione.

Il carico sul micropalo esterno è pari a $50/0,35 = 142,85$ kN in compressione e 33,3 kN a taglio. Il carico su uno dei due micropali a trazione è pari a $142,85/2 = 71,43$ kN. La verifica sui micropali a trazione e compressione è riportata in seguito, ipotizzando che vi sia una copertura media di circa 3 m ed il micropalo affondi per circa 1 m nella roccia. Nelle verifiche si è tenuto conto anche della coesione apparente così come indicato nella relazione geologica allegata al progetto.

Determinazione della capacità portante dei micropali

Carico verticale che grava sul palo va confrontato con il valore di calcolo della resistenza verticale del palo stesso. Il problema che si pone, quindi, è quello di determinare la capacità portante del palo. Determinata la capacità portante, la resistenza di calcolo verticale del palo si ottiene applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portanza di base (o di punta) e portanza per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

Q_T Portanza totale del palo;
 Q_P Portanza di base del palo;
 Q_L Portanza per attrito laterale del palo;
 W_P Peso proprio del palo.

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro. Risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico viene assorbita per attrito laterale e quanta per resistenza alla base.

Nel caso di pali soggetti a trazione la resistenza allo sfilamento vale:

$$Q_T = Q_L + W_P$$

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza rispettivamente γ_b e γ_s .

I coefficienti γ_b e γ_s rappresentano rispettivamente i valori del coefficiente di sicurezza per la portanza di punta e quello per la portanza laterale.

Quindi nel caso di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_P/\gamma_b + Q_L/\gamma_s - W_P$$

Nel caso invece di pali soggetti a sforzi di trazione abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_L/\gamma_s + W_P$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P (c N_c + q_b N_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q_b è la pressione del terreno alla quota della punta del palo ed i coefficienti N_c e N_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di profondità.

N_c ed N_q dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno angolo di attrito e coesione (ϕ e c).

In letteratura è possibile trovare diverse formule per il calcolo dei valori di N_c ed N_q .

Per pali in argilla in condizioni non drenate ($\phi=0$, $c=c_u$) si assume in genere per N_c il valore proposto da Skempton pari a 9 (valore in corrispondenza della punta del palo) mentre $N_q=1$. Diversi autori hanno proposto altri valori per il fattore N_c ma in generale le variazioni sono abbastanza contenute.

Diverso è il caso del fattore N_q per il quale diversi autori propongono dei valori spesso molto discordanti fra di loro.

In particolare da prove effettuati su pali realizzati in terreni non coesivi, si vede che la variazione della resistenza alla punta non cresce in modo lineare con la profondità, ma raggiunto un certo valore essa si mantiene pressochè costante. Questo fenomeno è stato spiegato da Vesic mettendo in conto un <<effetto arco>> che si manifesta nei dintorni del palo.

Un modo semplice per tener conto del fatto che la resistenza alla punta non può crescere indefinitamente è quello di considerare il diagramma delle pressioni verticali in corrispondenza del palo opportunamente modificato.

In particolare si assume che la pressione verticale σ_v cresca linearmente (pressione geostatica) fino ad una certa profondità z_c ($\sigma_v=\sigma_c$); superata tale profondità il valore della pressione verticale si mantiene costante e pari a σ_c : in pratica si assume un diagramma bilatero per l'andamento della pressione verticale in corrispondenza del palo.

Il valore di z_c (detta anche profondità critica) dipende dal diametro del palo, D , dalla tecnologia di realizzazione (palo infisso o trivellato) dall'angolo di attrito del terreno ϕ .

Nella determinazione di z_c il valore di ϕ da considerare è funzione del valore dell'angolo di attrito prima dell'installazione del palo, ϕ' , secondo le seguenti relazioni:

Per pali infissi $\phi = 3/4 \phi' + 10$

Per pali trivellati $\phi = \phi' - 3$

A parità di diametro influisce il grado di addensamento del terreno (densità relativa D_r) e la resistenza alla punta cresce con il crescere della densità.

Nella sezione successiva descriveremo le relazioni per la determinazione di N_c ed N_q .

Capacità portante per attrito laterale

La portanza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limiti:

$$Q_L = \int (\tau_a) dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan \delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, e σ_h è la tensione orizzontale alla generica profondità z . La tensione orizzontale σ_h è legata alla pressione verticale σ_v tramite il coefficiente di spinta K_s .

$$\sigma_h = K_s \sigma_v$$

Indicando con C il perimetro e con L la lunghezza del palo abbiamo:

$$\int_0^L (C(c_a + K_s \sigma_v \tan \delta) dz)$$

Analisi del palo soggetto a forze orizzontali (Portanza trasversale)

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto) mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante di rigidezza elastica, K_h , espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm. La determinazione di questa costante può essere fatta o tramite prove di carico su piastra o mediante metodi analitici (convenzionali). La variazione della costante di Winkler con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate K_h assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di K_h è di tipo lineare (crescente con la profondità). In generale l'espressione di K_h assume una forma binomia del tipo:

$$K_h(z) = A + B z^n$$

Per l'analisi di pali caricati trasversalmente si utilizza il modello di Winkler. Il palo viene suddiviso in un determinato numero (100) di elementi tipo trave aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo. In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi viene inserita una molla orizzontale di opportuna rigidezza che schematizza il terreno. Il comportamento delle molle che schematizzano il terreno non è infinitamente elastico ma è di tipo elastoplastico. La singola molla reagisce fino ad un valore limite di spostamento o di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molla non offre ulteriori incrementi di resistenza (diagramma tipo elastoplastico perfetto). Indicando con dy_e la lunghezza del tratto di influenza della molla, con D il diametro del palo la molla avrà una rigidezza pari a:

$$K_m = dy_e D K_h$$

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che il terreno può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale. La resistenza limite $p_u = p_u(z)$ dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ($c=c_u$, $\phi=0$) la resistenza cresce dal valore 0 in sommità fino ad un valore limite in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Il valore limite in tal caso è variabile fra 8 e 12 c_u . Nel caso di terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità z è rappresentata dalla relazione (Brinch Hansen):

$$P_u = q K_{pq} + c K_{pc}$$

dove:

D diametro del palo

q pressione geostatica alla profondità z

c coesione alla profondità z

K_{pq} , K_{pc} coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno ϕ e del rapporto z/D .

Broms ha eseguito l'analisi considerando il caso sia di palo vincolato in testa che di palo libero immerso in un mezzo omogeneo. Nel caso di terreni coesivi Broms assume in questo caso un diagramma di resistenza nullo fino ad una profondità pari a $1,5D$ e poi valore costante pari a $9c_u D$.

Nel caso di terreni incoerenti Broms assume che la resistenza laterale sia variabile con la profondità dal valore 0 (in testa) fino al valore $3\sigma_v K_p D$ (alla base) essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva espresso da $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$.

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione del palo
Forma	Forma del palo ((C)=Costante, (R)=Rastremato)
X	Ascissa del baricentro del palo espressa in [m]
Y	Ordinata del baricentro del palo espressa in [m]
D	Diametro del palo espresso in [cm]
L	Lunghezza del palo espressa in [m]

Descrizione	Forma	X	Y	D	L
Micropalo 20	(C)	0,00	0,00	20,00	3,00

Materiali palo

Calcestruzzo

Tipo	C25/30	
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	305,91	[kg/cmq]
Peso specifico	2500,00	[kg/mc]
Coeff. di omogeneizzazione	15,00	

Acciaio

Tipo	Fe 430	
Tensione caratteristica di snervamento	2800,00	[kg/cmq]

Coefficienti di sicurezza sui materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	0.85
Coefficiente di sicurezza sezione	1.50

Caratteristiche pali

Pali in c.a.
 Armatura a tubolare
 Vincolo in testa di tipo CERNIERA
 Tipo di palo TRIVELLATO
 Contributo sia della portanza laterale sia della portanza di punta

Descrizione terreni e falda**Simbologia adottata**

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
$\phi_{min} \phi_{med}$	Angolo di attrito interno del terreno minimo e medio espresso in gradi
$\delta_{min} \delta_{med}$	Angolo di attrito palo-terreno minimo e medio espresso in gradi
$c_{min} c_{med}$	Coesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ²]
$ca_{min} ca_{med}$	Adesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ²]

Parametri caratteristici

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
Copertura	1800,0	1800,0	23,00	23,00	0,000	0,000
Ammasso Roccioso	2450,0	2450,0	37,00	37,00	11,100	7,000

Parametri minimi

Descrizione	ϕ_{min}	δ_{min}	c_{min}	ca_{min}
Copertura	23,00	23,00	0,000	0,000
Ammasso Roccioso	37,00	37,00	11,100	7,000

Parametri medi

Descrizione	ϕ_{med}	δ_{med}	c_{med}	ca_{med}
Copertura	23,00	23,00	0,000	0,000
Ammasso Roccioso	37,00	37,00	11,100	7,000

Descrizione stratigrafia**Simbologia adottata**

N	Identificativo strato
$Z1$	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
$Z2$	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
$Z3$	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato
Kw	Costante di Winkler espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
α	Coefficiente di espansione laterale

n°	Z1	Z2	Z3	Terreno	Kw	Ks	α
1	-2,0	-2,0	-2,0	Copertura	1,00	1,00	1,00
2	-20,0	-20,0	-20,0	Ammasso Roccioso	1,00	1,00	1,00

PALI DI FONDAZIONE IN COMPRESSIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

		R1	R2	R3
Punta	γ_b	1,00	1,70	1,35
Laterale compressione	γ_s	1,00	1,45	1,15
Totale compressione	γ_t	1,00	1,60	1,30
Laterale trazione	γ_{st}	1,00	1,60	1,25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

	R1	R2	R3
γ_T	1,00	1,60	1,30

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate	1	$\xi_3=1,70$	$\xi_4=1,70$
------------------------------	---	--------------	--------------

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0,70$ $\Psi_1=0,50$ $\Psi_2=0,20$

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
Momento positivo senso antiorario.

Fondazione

N_{TOT}	Sforzo normale totale espressa in [kg]
$M_{X_{TOT}}$	Momento in direzione X espressa in [kgm]
$M_{Y_{TOT}}$	Momento in direzione Y espressa in [kgm]
e_x	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
e_y	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
β	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
T_{TOT}	Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Condizione n° 1)

Fondazione	N_{TOT}	$M_{X_{TOT}}$	$M_{Y_{TOT}}$	e_x	e_y	β	T_{TOT}
Micropalo 20	6667,0	0,0	0,0	0,0	0,0	90,0	3330,0

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	C
Condizione n° 1	1.00	1.00	1.00

Analisi in condizioni drenate

Verifica della portanza assiale

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Terzaghi.

E' stato richiesto di correggere l'angolo di attrito in funzione del tipo di palo (Trivellato/Infisso).

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come: Pressione geostatica.

Simbologia adottata

Comb	Identificativo della combinazione
N_c, N_q	Fattori di capacità portante
$P_{l_{min}}, P_{l_{med}}$	Portanza laterale minima e media espressa in [kg]
$P_{p_{min}}, P_{p_{med}}$	Portanza di punta minima e media espressa in [kg]
P_d	Portanza di progetto espressa in [kg]
N	Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]
η	Coeff. di sicurezza per carichi verticali

Comb	N_c	N_q
1	52,64	36,50

Comb	Pl _{med}	Pp _{med}	Pl _{min}	Pp _{min}	Pd	N	η
1	46143	192558	46143	192558	107116	6667	16,07

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Pressione passiva con moltiplicatore = 3,00)

Simbologia adottata

Comb	Identificativo della combinazione
Tu	Taglio resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kg]
Mu	Momento resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kgm]
Tx	Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]
η=Tu/Tx	Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

Comb	Tu	Mu	Tx	η
1	4416,40	0,00	3330,00	1,33

Descrizione armature

Il progetto e la verifica delle armature sono stati effettuati con il metodo degli stati limite ultimi.

L'armatura è costituita da un tubolare:

Diametro tubolare: D = 168,30 [mm]

Spessore tubolare: s = 8,00 [mm]

Verifica armature pali

Simbologia adottata

Y	ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso espressa in [m]
CS	coefficiente di sicurezza
Mu	momento ultimo espresso in [kgm]
Nu	sforzo normale espresso in [kg]
Tu	taglio ultimo espresso in [kg]

Combinazione 1

Y	A _r	M _u	N _u	T _u	CS
0,00	40,29	0	131401	56633	19,71
0,04	40,29	2192	109792	56633	16,46
0,08	40,29	3460	86740	56633	13,00
0,12	40,29	4245	71053	56633	10,64
0,16	40,29	4759	59871	56633	8,96
0,20	40,29	5100	51445	56633	7,69
0,24	40,29	5344	45047	56633	6,73
0,28	40,29	5461	39583	56633	5,91
0,32	40,29	5553	35338	56633	5,28
0,36	40,29	5625	31950	56633	4,77
0,40	40,29	5657	29043	56633	4,33
0,44	40,29	5673	26605	56633	3,97
0,48	40,29	5687	24573	56633	3,66
0,52	40,29	5698	22857	56633	3,40
0,56	40,29	5708	21389	56633	3,18
0,60	40,29	5716	20123	56633	2,99
0,64	40,29	5723	19021	56633	2,83
0,68	40,29	5730	18055	56633	2,68
0,72	40,29	5735	17204	56633	2,56
0,76	40,29	5730	16421	56633	2,44
0,80	40,29	5725	15724	56633	2,33
0,84	40,29	5720	15103	56633	2,24
0,88	40,29	5716	14548	56633	2,16
0,92	40,29	5712	14051	56633	2,08
0,96	40,29	5709	13605	56633	2,01
1,00	40,29	5706	13205	56633	1,95
1,04	40,29	5703	12844	56633	1,90
1,08	40,29	5700	12520	56633	1,85
1,12	40,29	5698	12229	56633	1,81
1,16	40,29	5696	11969	56633	1,77
1,20	40,29	5694	11735	56633	1,73
1,24	40,29	5693	11528	56633	1,70
1,28	40,29	5691	11344	56633	1,67

1,32	40,29	5690	11183	56633	1,65
1,36	40,29	5689	11043	56633	1,63
1,40	40,29	5688	10923	56633	1,61
1,44	40,29	5687	10823	56633	1,59
1,48	40,29	5687	10742	56633	1,58
1,52	40,29	5686	10680	56633	1,57
1,56	40,29	5686	10636	56633	1,56
1,60	40,29	5686	10611	56633	1,56
1,64	40,29	5686	10605	56633	1,56
1,68	40,29	5686	10617	56633	1,56
1,72	40,29	5686	10649	56633	1,56
1,76	40,29	5686	10699	56633	1,57
1,80	40,29	5687	10768	56633	1,58
1,84	40,29	5688	10855	56633	1,59
1,88	40,29	5688	10960	56633	1,61
1,92	40,29	5689	11084	56633	1,62
1,96	40,29	5690	11227	56633	1,64
2,00	40,29	5692	11389	56633	1,67
2,04	40,29	5693	11572	56633	1,69
2,08	40,29	5695	11776	56633	1,72
2,12	40,29	5696	12001	56633	1,75
2,16	40,29	5698	12250	56633	1,79
2,20	40,29	5700	12523	56633	1,83
2,24	40,29	5703	12823	56633	1,87
2,28	40,29	5705	13151	56633	1,92
2,32	40,29	5708	13509	56633	1,97
2,36	40,29	5711	13899	56633	2,03
2,40	40,29	5714	14325	56633	2,09
2,44	40,29	5718	14790	56633	2,16
2,48	40,29	5722	15297	56633	2,23
2,52	40,29	5726	15851	56633	2,31
2,56	40,29	5731	16456	56633	2,40
2,60	40,29	5736	17118	56633	2,49
2,64	40,29	5731	17812	56633	2,59
2,68	40,29	5726	18571	56633	2,70
2,72	40,29	5721	19402	56633	2,82
2,76	40,29	5715	20314	56633	2,95
2,80	40,29	5708	21318	56633	3,10
2,84	40,29	5701	22425	56633	3,26
2,88	40,29	5693	23649	56633	3,43
2,92	40,29	5684	25005	56633	3,63
2,96	40,29	5674	26515	56633	3,85
3,00	40,29	5663	28199	56633	4,09
3,04	40,29	5652	29875	56633	4,36
3,08	40,29	5630	31710	56633	4,66
3,12	40,29	5589	33665	56633	4,99
3,16	40,29	5541	35859	56633	5,35
3,20	40,29	5488	38332	56633	5,76
3,24	40,29	5428	41130	56633	6,23
3,28	40,29	5360	44310	56633	6,76
3,32	40,29	5252	47674	56633	7,32
3,36	40,29	5107	51261	56633	7,93
3,40	40,29	4944	55305	56633	8,62
3,44	40,29	4759	59875	56633	9,41
3,48	40,29	4542	64939	56633	10,28
3,52	40,29	4279	70348	56633	11,22
3,56	40,29	3984	76395	56633	12,28
3,60	40,29	3652	83042	56633	13,45
3,64	40,29	3279	90220	56633	14,73
3,68	40,29	2868	97893	56633	16,11
3,72	40,29	2423	105891	56633	17,56
3,76	40,29	1952	113824	56633	19,03
3,80	40,29	1476	121489	56633	20,48
3,84	40,29	1020	128526	56633	21,84
3,88	40,29	595	130514	56633	22,36
3,92	40,29	271	130997	56633	22,63
3,96	40,29	70	131297	56633	22,87
4,00	40,29	0	131401	56633	23,08

PALI DI FONDAZIONE IN TRAZIONECARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

		R1	R2	R3
Punta	γ_b	1,00	1,70	1,35
Laterale compressione	γ_s	1,00	1,45	1,15
Totale compressione	γ_t	1,00	1,60	1,30
Laterale trazione	γ_{st}	1,00	1,60	1,25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

	R1	R2	R3
γ_T	1,00	1,60	1,30

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate	1	$\xi_3=1,70$	$\xi_4=1,70$
------------------------------	---	--------------	--------------

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0,70$ $\Psi_1=0,50$ $\Psi_2=0,20$ **Condizioni di carico***Simbologia e convenzioni di segno adottate*

Carichi verticali positivi verso il basso.
 Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
 Momento positivo senso antiorario.

Fondazione

N_{TOT}	Sforzo normale totale espressa in [kg]
M_{xTOT}	Momento in direzione X espressa in [kgm]
M_{yTOT}	Momento in direzione Y espressa in [kgm]
e_x	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
e_y	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
β	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
T_{TOT}	Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Condizione n° 1)

Fondazione	N_{TOT}	M_{xTOT}	M_{yTOT}	e_x	e_y	β	T_{TOT}
Micropalo 20	-3333,0	0,0	0,0	0,0	0,0	90,0	3330,0

Descrizione combinazioni di carico*Simbologia adottata*

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	C
Condizione n° 1	1,00	1,00	1,00

Analisi in condizioni drenate**Verifica della portanza assiale**

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Terzaghi.

E' stato richiesto di correggere l'angolo di attrito in funzione del tipo di palo (Trivellato/Infisso).

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come: Pressione geostatica.*Simbologia adottata*

Comb	Identificativo della combinazione
N_c, N_q	Fattori di capacità portante
P_{lmin}, P_{lmed}	Portanza laterale minima e media espressa in [kg]
P_{pmin}, P_{pmed}	Portanza di punta minima e media espressa in [kg]
P_d	Portanza di progetto espressa in [kg]
N	Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]
η	Coeff. di sicurezza per carichi verticali

Comb	N_c	N_q
1	52,64	36,50

Comb	Pl _{med}	Pp _{med}	Pl _{min}	Pp _{min}	Pd	N	η
1	46143	0	46143	0	22104	-3333	100,00

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Pressione passiva con moltiplicatore = 3,00)

Simbologia adottata

Comb	Identificativo della combinazione
Tu	Taglio resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kg]
Mu	Momento resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kgm]
Tx	Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]
η=Tu/Tx	Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

Comb	Tu	Mu	Tx	η
1	4416,40	0,00	3330,00	1,33

Descrizione armature

Il progetto e la verifica delle armature sono stati effettuati con il metodo degli stati limite ultimi.

L'armatura è costituita da un tubolare:

Diametro tubolare: D = 168,30 [mm]

Spessore tubolare: s = 8,00 [mm]

Verifica armature pali

Simbologia adottata

Y	ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso espressa in [m]
CS	coefficiente di sicurezza
Mu	momento ultimo espresso in [kgm]
Nu	sforzo normale espresso in [kg]
Tu	taglio ultimo espresso in [kg]

Combinazione 1

Y	A _r	M _u	N _u	T _u	CS
0,00	40,29	0	-98092	56633	29,43
0,03	40,29	2105	-70166	56633	21,07
0,06	40,29	3240	-53964	56633	16,22
0,09	40,29	3915	-43451	56633	13,07
0,12	40,29	4315	-35909	56633	10,82
0,15	40,29	4574	-30450	56633	9,18
0,18	40,29	4765	-26435	56633	7,98
0,21	40,29	4897	-23293	56633	7,04
0,24	40,29	4984	-20751	56633	6,28
0,27	40,29	5054	-18714	56633	5,67
0,30	40,29	5111	-17045	56633	5,17
0,33	40,29	5158	-15655	56633	4,76
0,36	40,29	5199	-14478	56633	4,41
0,39	40,29	5233	-13470	56633	4,11
0,42	40,29	5263	-12597	56633	3,85
0,45	40,29	5289	-11835	56633	3,62
0,48	40,29	5312	-11164	56633	3,42
0,51	40,29	5332	-10569	56633	3,24
0,54	40,29	5347	-10031	56633	3,08
0,57	40,29	5358	-9545	56633	2,94
0,60	40,29	5368	-9108	56633	2,81
0,63	40,29	5377	-8713	56633	2,69
0,66	40,29	5385	-8355	56633	2,59
0,69	40,29	5392	-8028	56633	2,49
0,72	40,29	5399	-7729	56633	2,41
0,75	40,29	5405	-7456	56633	2,33
0,78	40,29	5411	-7204	56633	2,25
0,81	40,29	5416	-6972	56633	2,18
0,84	40,29	5421	-6758	56633	2,12
0,87	40,29	5425	-6560	56633	2,07
0,90	40,29	5430	-6376	56633	2,01
0,93	40,29	5433	-6205	56633	1,96
0,96	40,29	5437	-6047	56633	1,92

0,99	40,29	5440	-5899	56633	1,88
1,02	40,29	5443	-5762	56633	1,84
1,05	40,29	5446	-5634	56633	1,80
1,08	40,29	5449	-5515	56633	1,77
1,11	40,29	5452	-5404	56633	1,74
1,14	40,29	5454	-5300	56633	1,71
1,17	40,29	5456	-5203	56633	1,68
1,20	40,29	5458	-5113	56633	1,66
1,23	40,29	5460	-5029	56633	1,64
1,26	40,29	5462	-4951	56633	1,62
1,29	40,29	5463	-4878	56633	1,60
1,32	40,29	5465	-4811	56633	1,58
1,35	40,29	5466	-4749	56633	1,57
1,38	40,29	5468	-4691	56633	1,56
1,41	40,29	5469	-4638	56633	1,54
1,44	40,29	5470	-4590	56633	1,53
1,47	40,29	5471	-4546	56633	1,52
1,50	40,29	5472	-4506	56633	1,52
1,53	40,29	5473	-4471	56633	1,51
1,56	40,29	5473	-4439	56633	1,51
1,59	40,29	5474	-4412	56633	1,50
1,62	40,29	5475	-4389	56633	1,50
1,65	40,29	5475	-4369	56633	1,50
1,68	40,29	5475	-4354	56633	1,50
1,71	40,29	5476	-4343	56633	1,50
1,74	40,29	5476	-4336	56633	1,51
1,77	40,29	5476	-4333	56633	1,51
1,80	40,29	5476	-4334	56633	1,52
1,83	40,29	5476	-4340	56633	1,53
1,86	40,29	5475	-4351	56633	1,54
1,89	40,29	5475	-4367	56633	1,56
1,92	40,29	5475	-4388	56633	1,57
1,95	40,29	5474	-4414	56633	1,59
1,98	40,29	5473	-4446	56633	1,61
2,01	40,29	5473	-4452	56633	1,63
2,04	40,29	5474	-4401	56633	1,66
2,07	40,29	5475	-4358	56633	1,69
2,10	40,29	5476	-4324	56633	1,73
2,13	40,29	5477	-4299	56633	1,77
2,16	40,29	5477	-4284	56633	1,83
2,19	40,29	5477	-4279	56633	1,89
2,22	40,29	5477	-4287	56633	1,96
2,25	40,29	5476	-4308	56633	2,04
2,28	40,29	5476	-4344	56633	2,14
2,31	40,29	5474	-4394	56633	2,25
2,34	40,29	5473	-4460	56633	2,38
2,37	40,29	5471	-4542	56633	2,54
2,40	40,29	5469	-4642	56633	2,72
2,43	40,29	5466	-4763	56633	2,93
2,46	40,29	5463	-4906	56633	3,17
2,49	40,29	5459	-5075	56633	3,47
2,52	40,29	5454	-5275	56633	3,82
2,55	40,29	5449	-5512	56633	4,25
2,58	40,29	5443	-5792	56633	4,77
2,61	40,29	5435	-6125	56633	5,42
2,64	40,29	5426	-6525	56633	6,24
2,67	40,29	5415	-7010	56633	7,30
2,70	40,29	5402	-7605	56633	8,69
2,73	40,29	5385	-8347	56633	10,57
2,76	40,29	5364	-9291	56633	13,20
2,79	40,29	5334	-10516	56633	17,04
2,82	40,29	5279	-12118	56633	22,86
2,85	40,29	5204	-14308	56633	32,31
2,88	40,29	5096	-17478	56633	49,22
2,91	40,29	4925	-22475	56633	84,19
2,94	40,29	4546	-31042	56633	174,01
2,97	40,29	3590	-48848	56633	546,38
3,00	40,29	0	0	56633	1000,00

Il cordolo di testata dei pali ha sezione pari a 50 cm di base e 25 cm di altezza. Esso deve trasferire l'azione torsionale del paramento superiore alla

coppia formata dai pali disposti a quinconce. Per la presenza del paramento in calcestruzzo stesso, l'elemento è estremamente resistente dal punto di vista flessionale, mentre è necessario disporre armatura a torsione, come verificato in seguito.

Il momento torcente massimo è pari a $50\text{kNm} \cdot 1,35 / 2 = 33,75 \text{ kN}$, considerando l'azione al piede dei pilastri e la distanza tra un palo ed il successivo.

Verifica a TORSIONE allo SLU

Normativa: NTC2018 - D.M. 17/01/2018

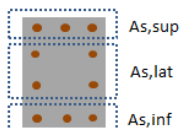
h =	30,00	cm	Altezza della sezione
b =	50,00	cm	Base della sezione
d' =	4,00	cm	Copriferro
Cls	C25/30		
Acciaio	B450C		
Aggiungi...			

Strutture nuove o esistenti:
Nuova costruzione [? Leggi l'articolo dal blog](#)

Φ_{st} =	8	mm	Diametro delle staffe o dei ferri piegati
p_{st} =	20,00	cm	Passo delle staffe
n_b =	1		Numero di bracci delle staffe
A_{sw} =	0,50	cm ²	Area di armatura trasversale (staffe)

Armatura longitudinale

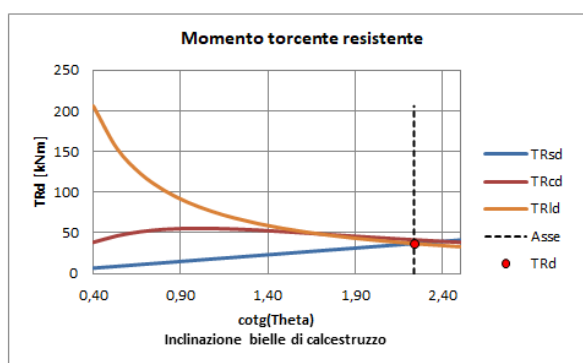
	n	ϕ	A_s [mm ²]
$A_{s,sup}$	4	14	616
$A_{s,inf}$	2	14	308
$A_{s,lat}$	4	14	616



Inclinazione bielle compresse di cls

Scegli: Automatico $\cotg(\theta) = 2,24$

$T_{Ed} = 33,75 \text{ kN}$ Momento torcente sollecitante



Verifica							Ed/Rd	Esito
Verifica a Torsione	T _{Ed} =	33,75	≤	T _{Rd} =	36,85	kNm	0.92	Positivo

Valori del momento torcente resistente

$T_{Rcd} =$	41,47	kNm	Resistenza a torsione lato calcestruzzo
$T_{Rsd} =$	36,85	kNm	Resistenza a torsione con riferimento alle staffe trasversali
$T_{Rld} =$	36,85	kNm	Resistenza a torsione con riferimento alle armature long.
$T_{Rd} =$	36,85	kNm	Resistenza a torsione, $\min(T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$

La verifica è soddisfatta.

Ipotizzando ora il cordolo soggetto alla flessione fuori dal piano verticale, esso è soggetto a un momento massimo pari a $100 \times 1,35 / 4 = 33,75 \text{ kNm}$ ed un taglio massimo pari a 50 kN. Le verifiche a flessione e taglio porgono quanto di seguito.

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	460	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	14	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	616	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	14	[mm]

Numero dei ferri correnti	n'_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	616	[mm ²]

DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE

Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ'_3	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	[-]
	ω'_3	[-]

Armatura simmetrica

Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	[-]
Coefficiente di riempimento	β	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	101,20 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	33,8 [kNm]

Il progettista strutturale