

Carico limite Palo di fondazione dotato di spuntoni e progetto dello “Spuntone” allo stato limite ultimo - SLU

(Progettazione secondo il decreto ministeriale del 17/01/2018 N.T.C.)

Sommario

Cap. 1 – Carico limite singolo Palo senza spuntoni	3
Cap. 2 – Carico limite Gruppo di pali	5
Cap. 3 – Carico limite degli spuntoni	5
Cap. 4 – Analisi di confronto dei carichi limite tra palo con dispositivi brevettati e palo di costruzione ordinaria	14
Cap. 5 – Classe di resistenza degli spuntoni per quota di terreno (profondità)	14
Cap. 6 – Analisi dei carichi del singolo spuntone	15
Cap. 7 - Legge del taglio e momento sollecitante del carico di esercizio sullo spuntone	20
Cap. 8 - Campo di rottura ed equazione di equilibrio alla trave per la verifica del Taglio e Momento sollecitante dello spuntone	23
Cap. 9 – Verifica al taglio e momento sollecitante dello spuntone	25
Cap. 10 - Verifica allo sforzo normale per infissione al terreno – Asta dello spuntone	27
Cap. 11 – Verifica allo sforzo normale per infissione al terreno – Lama dello spuntone	30
Cap. 12 – Verifica alla snellezza o verifica al carico di punta - asta dello spuntone	30
Cap. 13 - Campo di rottura ed equazione di equilibrio alla trave per la verifica del Taglio e Momento – Asta dello spuntone	32
Cap. 14 – Verifica alla pressoflessione per infissione al terreno – Asta dello spuntone	35
Cap. 15 – Verifica a taglio per infissione al terreno – Asta dello spuntone	36
Cap. 16 – Verifica alla pressoflessione per infissione al terreno – Lama dello spuntone	36
Cap. 17 – Copriferro e interferro minimo	38
Cap. 18 – Conclusioni e verifiche mancanti	41

Cap. 1 – Carico limite singolo Palo senza spuntoni

Prima di calcolare la capacità portante del palo di fondazione dotato di dispositivi brevettati, denominati “Spuntoni”, si procede nel determinare il carico limite del palo trivellato di forma ordinaria (Cilindrica). Per cui, inizialmente, si fa riferimento alla Figura 1 per analizzare tutte quelle forze agenti nel terreno, in funzione delle caratteristiche del manufatto.

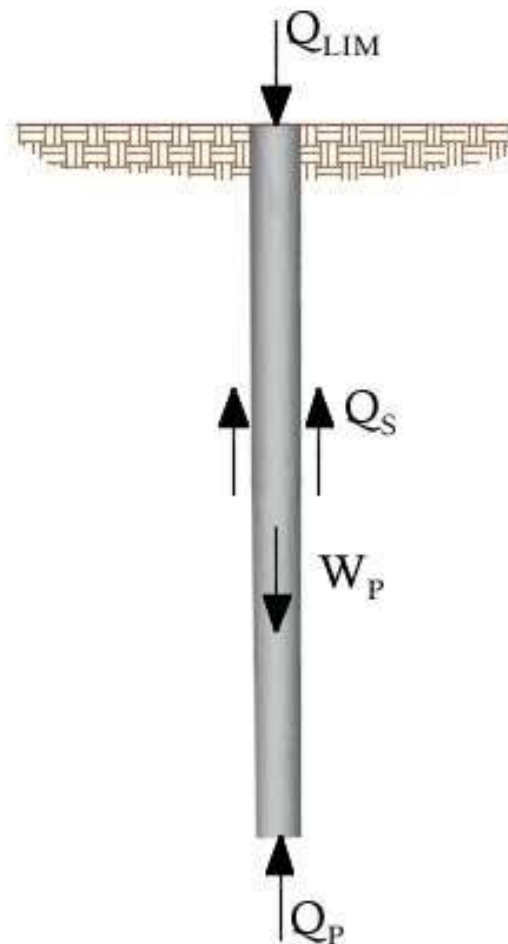


Figura 1

Per definizione, il carico limite di una fondazione può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale, in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura e cioè è quel valore del carico applicato alla nostra fondazione per il quale non genera rottura o deformazione al terreno.

Nel file di calcolo “IS1 (Insert Spike 1)” si determina inizialmente il carico limite del palo di forma ordinaria (Cilindrico), partendo dalle formule statiche:

$$Q_{\text{lim}} + W_p = Q_S + Q_P$$

$$Q_{\text{lim}} = Q_S + Q_P - W_p$$

$Q_P \rightarrow$ Carico limite alla punta/base del palo

Per il carico limite di progetto, si avrà

$Q_S \rightarrow$

Carico limite alla superficie laterale

$$Q_{S,d} = Q_S / (\xi \cdot \gamma_s)$$

ξ	fattore di sicurezza – Vedi	[N.T.C. tabella 6.4.IV]	$/ (\xi \cdot \gamma_b)$
γ_b	fattore di sicurezza – Vedi	[N.T.C. tabella 6.4.II]	
γ_s	fattore di sicurezza – Vedi	[N.T.C. tabella 6.4.II]	

La tipologia di terreno utilizzata per il calcolo del carico limite è “Argilla mista (Sabbia con limo)” con valori di calcolo che ne definiscono le proprietà meccaniche, ridotte lievemente per mettere in risalto il vantaggio apportato dai dispositivi installati nel palo durante la fase in opera. Dal tipo di palo (Trivellato) e dalla tipologia di terreno, ci suggerisce che il palo, gettato in opera, si trova in terreni di tipo coesivo con presenza di falda. Per cui il metodo di calcolo che adotteremo per il carico limite alla superficie laterale è, sia il metodo “ α ” che il metodo “ β ”.

Metodo α

$$\text{Se } C_U < 25 \quad \alpha = 0,7$$

$$\text{Se } 25 < C_U < 70 \quad \alpha = 0,7 - 0,008 \cdot (C_U - 25)$$

$$\text{Se } C_U > 70 \quad \alpha = 0,35$$

Metodo β

$$Tg(\delta) = Tg(\varphi')$$

$$K = K_0 \cong (1 - \sin(\varphi')) \cdot OCR^{0,5}$$

Metodo β

per pali trivellati

e terreni normal consolidati

si assume $\beta = 0,25$

Determinati i parametri “ α ” e “ β ”, si calcola il carico limite alla superficie laterale con le seguenti formule, deducendone il valore minimo:

$$\tau_s(\alpha) = \alpha \cdot C_U$$

$$\tau_s(\beta) = \beta \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\text{Min}[Q_S(\alpha); Q_S(\beta)] \rightarrow \text{terreni saturi}$$

$$Q_S(\alpha) \rightarrow \text{terreni non saturi}$$

La distinzione di quest’ultimi due è data dal fatto che per i terreni saturi si utilizzano entrambi i metodi per valutare il carico limite del terreno in presenza di falda, prendendone solamente il valore più basso fra di essi. Nel caso di “ α ”, si tiene conto della resistenza al taglio non drenata originaria del terreno indisturbato. Nel caso di “ β ”, invece, essendo che le sovrappressioni interstiziali che si generano durante la messa in opera del palo si dissipano al momento di applicazione del carico q quindi la tensione tangenziale limite possa essere valutata con riferimento alle tensioni efficaci. Mentre, in caso di assenza di falda si utilizza solamente il metodo “ α ”.

$$Q_{S(i)}(\alpha) = \Delta H_i \cdot \pi \cdot D \cdot \tau_s(\alpha)$$

$$Q_{S(i)}(\beta) = \Delta H_i \cdot \pi \cdot D \cdot \tau_s(\beta)$$

$$\Delta H_i \rightarrow \text{Strato terreno}$$

$$Q_S(\alpha) = \sum Q_{S(i)}(\alpha)$$

$$Q_S(\beta) = \sum Q_{S(i)}(\beta)$$

$$Q_S = \min[Q_S(\alpha); Q_S(\beta)]$$

Nel caso di resistenza alla punta, è formalmente identica a quella della capacità portante delle fondazioni superficiali su terreno coesivo in condizioni non drenate.

Differentemente da quanto si pensa, il metodo delle tensioni efficaci è, per così dire, inutile calcolarlo perché le pressioni interstiziali d'acqua all'interno del terreno danno un enorme contributo, rispetto alla superficie laterale del palo. Per cui, si assume il valore di "Nc" pari a 9 in condizioni di sicurezza e si utilizza il valore della coesione in condizioni non drenate "Cu", per cui:

$$Q_p = 9 \cdot C_U + \sigma_{v0,P}$$

Nel caso di carico orizzontale, occorre verificare che il palo rimanga in condizioni di sicurezza anche rispetto a tali condizioni di carico. In questo caso, la determinazione del carico orizzontale massimo che può assolvere un palo non è strettamente necessario calcolarlo, in quanto le formule per la determinazione di esso, sono funzione e proporzionali al diametro e lunghezza del palo. La presenza futura degli spuntoni, in merito ai carichi orizzontali, non inficia significativamente, sia dal punto di vista di negativo che positivo. Infatti, seppur appuntiti gli spuntoni, il palo soggetto a rotazione con o senza cerniera plastica dovrebbe avere lo stesso comportamento con o senza spuntoni.



Cap. 2 – Carico limite Gruppo di pali

Per effetto gruppo, dei pali fondazione di costruzione ordinaria, utilizzeremo la formula di Converse-Labarre, per cui:

$$E_v = 1 - \frac{\left[\frac{2 \cdot \text{Arctg}(s/D)}{\pi} \right] \cdot [(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n]}{n-m}$$



Cap. 3 – Carico limite degli spuntoni

Prima di dover iniziare il calcolo strutturale del singolo spuntone è stato opportuno distinguerli in tre categorie principali che, secondo quanto segue si distinguono tra di loro per dimensioni, in funzione del diametro del palo stesso:

SI1	Spike	Injection	1
SI2	Spike	Injection	2
SI3	Spike	Injection	3

SI1	per	$0,35m < D < 0,60m$
SI2	per	$0,60m < D < 1,00m$
SI3	per	$D > 1,00m$

In questo caso, utilizzeremo “IS1”. La sua forma è molto simile ad una pala o badile, rappresentata nelle figure 2,3, e 4 assonometriche, a seguire:

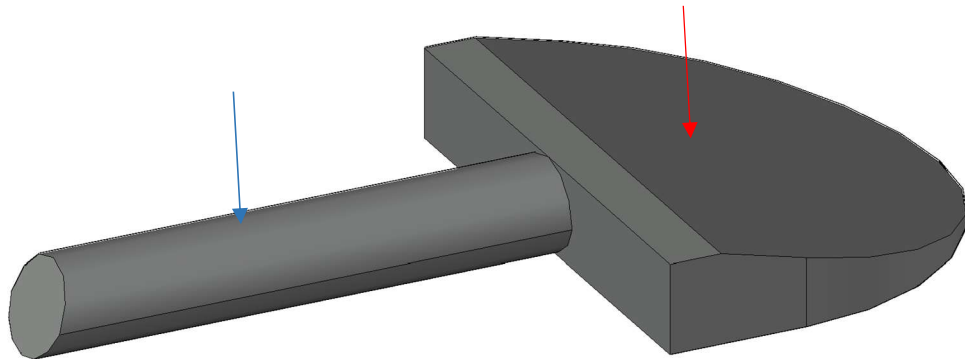


Figura 2

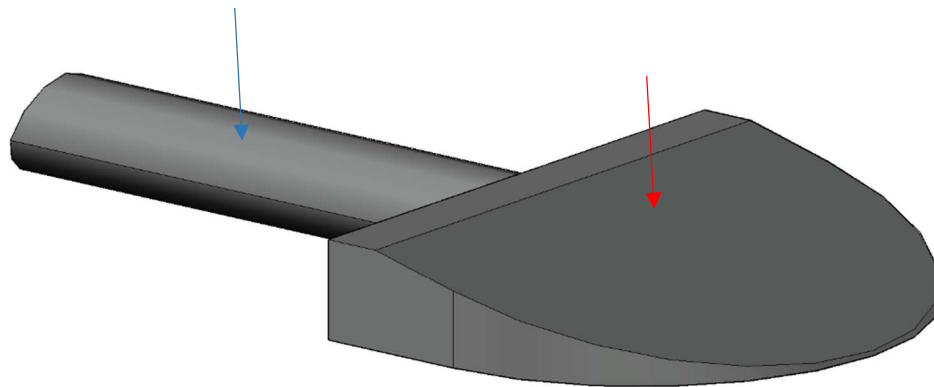


Figura 3

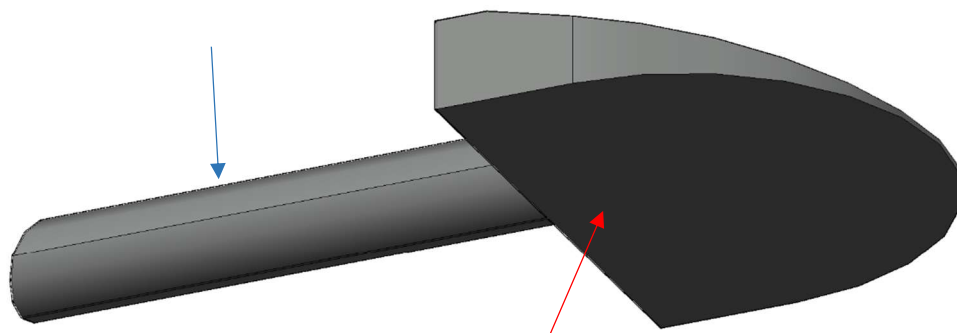


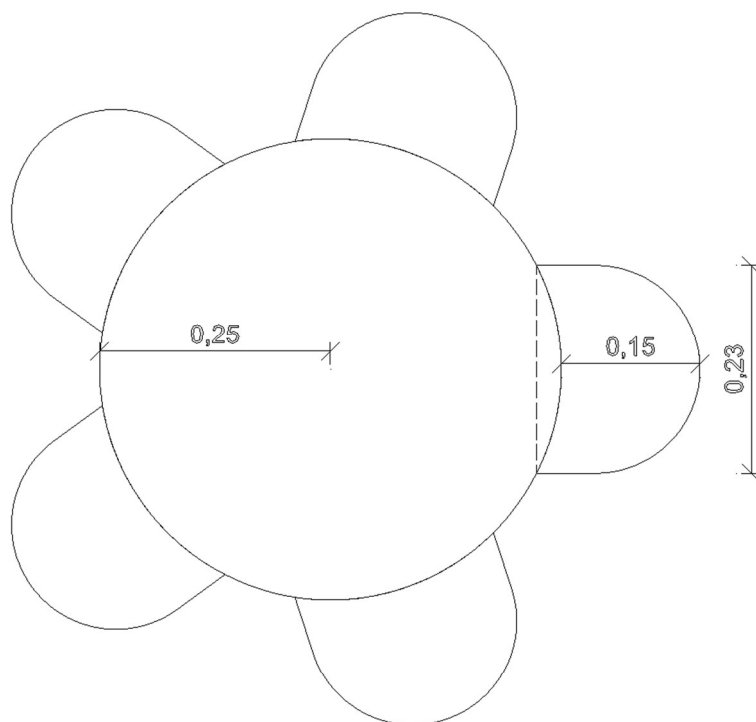
Figura 4

Esso è costituito, principalmente, da due corpi uniti fra di loro nei due materiali o unico che lo compongono con funzioni sia strutturali che operativi nella fase della posa in opera. Infatti, partendo dalla lama Vedi freccia rossa), il corpo di destra delle figure 2,3 e 4, avendo un'estremità (parte semi-circolare) acuminata, ha la funzione di infingersi all'interno del terreno. Lo stesso corpo, è costituito da un lembo inferiore e un

lembo superiore e uno è diverso dall'altro, non tanto nell'area e forma ma quanto per la sua conformazione (inclinazione laterale). Infatti, il lembo inferiore ha la base parallela all'asse principale (asse coincidente con il lato lungo del secondo corpo "Asta" quello di sinistra – Vedi freccia blu), mentre il lembo superiore ha la base inclinata sempre rispetto all'asse principale (asse coincidente con il lato lungo del secondo corpo "Asta" quello di sinistra). Tutto ciò serve a giustificare due punti importanti contribuiti:

1. Il primo è che, se uno dei due lembi fosse inclinato rispetto all'asse principale dell'asta, garantisce maggiore facilità di infissione al terreno.
2. Il secondo è che avendo il lembo inferiore parallelo all'asse principale dell'asta, garantisce maggiore capacità portante al palo senza dover scomporre e generare componenti di forze del carico limite. Seppur anche presenti le forze negative soggette alla testa del palo, queste non hanno influenza significativa conseguente alla conformazione del lembo superiore della lama dello spuntone. Al massimo, il carico limite totale negativo generato dagli spuntoni, si può ridurre in funzione dell'angolo che si genera tra l'asse principale dell'asta e il lembo superiore.

Prima di descrivere le dimensioni del nostro spuntone "IS1", è necessario fare un'opportuna descrizione delle varie categorie.

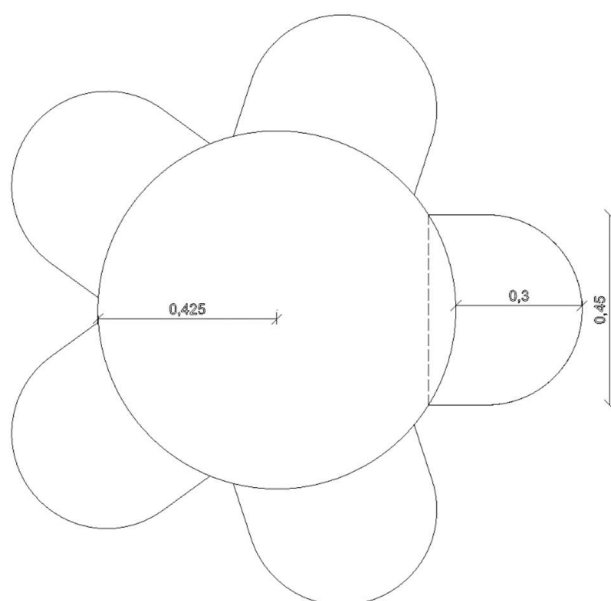


IS1

Figura 5

Nella figura 5, viene rappresentata con una vista dall'alto, la configurazione dei singoli spuntoni "IS1" che possono assumere sul singolo palo, avente diametro pari a 50 centimetri.

La categoria dello spuntone, denominato "IS1" è costituito dal lato corto pari a 15 centimetri e lato lungo pari a 23 centimetri ed è utilizzato per pali aventi diametro compreso tra 40 e 60 centimetri.

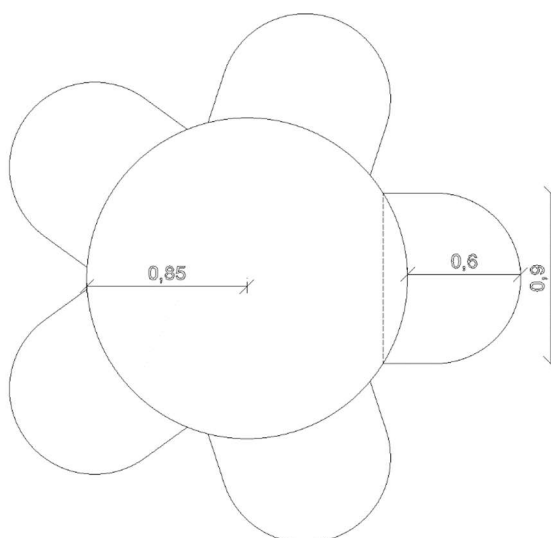


IS2

Figura 6

Nella figura 6, viene rappresentata con una vista dall'alto, la configurazione dei singoli spuntoni "IS2" che possono assumere sul singolo palo, avente diametro pari a 85 centimetri.

La categoria dello spuntone, denominato "IS2" è costituito dal lato corto pari a 30 centimetri e lato lungo pari a 45 centimetri ed è utilizzato per pali aventi diametro compreso tra 60 e 120 centimetri.



IS3

Figura 7

Nella figura 7, viene rappresentata con una vista dall'alto, la configurazione dei singoli spuntoni "IS3" che possono assumere sul singolo palo, avente diametro pari a 170 centimetri.

La categoria dello spuntone, denominato "IS3" è costituito dal lato corto pari a 60 centimetri e lato lungo pari a 90 centimetri ed è utilizzato per pali aventi diametro maggiore a 120 centimetri.

Nota:

È importante puntualizzare che, la scelta e le dimensioni degli spuntoni sono prettamente teorici, cercando di adottare sistemi, metodologie e forma dello spuntone più pertinenti sia alla facilità progettazione che in termini di fattibilità e logistica sul trasporto eventuale del dispositivo oggetto di protezione sulla proprietà intellettuale. Per cui, in futuro, in fase di operabilità ed esecutiva del brevetto ci si rimanda ad eventuali rettifiche e/o cambiamenti sugli aspetti progettuali. Infatti, spiegato banalmente, trasportare il singolo spuntone "IS3" avendo dimensioni sul lato corto pari a 60 centimetri e lato lungo pari a 90 centimetri, non è chiaramente un'impresa titanica costruirlo e trasportarlo ma, potrebbe essere anche più oneroso rispetto all'utilizzo dello spuntone di tipologia "IS2" o "IS1". Quindi, durante la fase costruttiva del manufatto che interessa i dispositivi brevettati, è a scelta del progettista quale tipologia di spuntone scegliere in funzione dei costi e operabilità.

Per il numero massimo di spuntoni che possono essere presenti sulla sezione trasversale, si fa riferimento al seguente schema grafico con le relative formule:

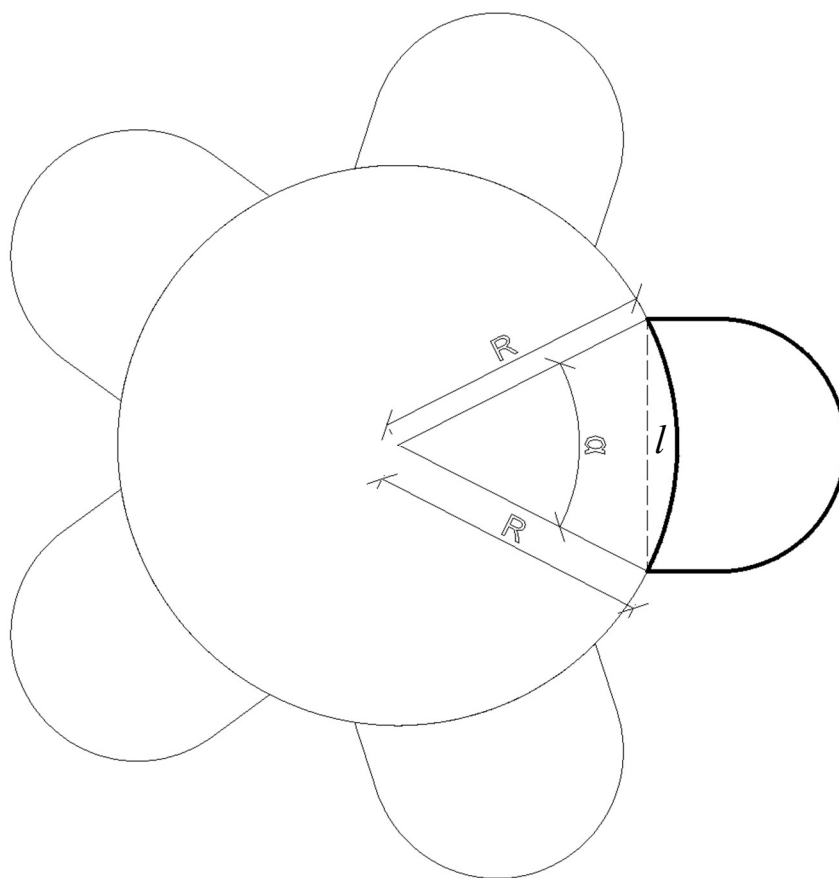


Figura 8

Dal teorema di Carnot sappiamo che:

$$a^2 = b^2 + c^2 - 2bc \cdot \cos(\alpha)$$

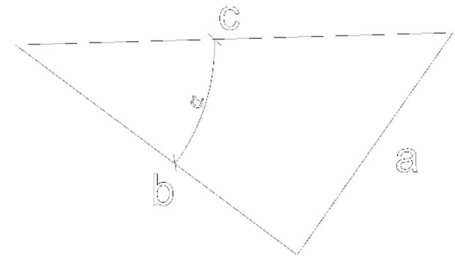


Figura 9

Per cui, secondo lo schema della figura 8 si ha:

$$\begin{aligned} l^2 &= R^2 + R^2 - 2R^2 \cdot \cos(\alpha) \\ -2R^2 \cdot \cos(\alpha) &= l^2 - R^2 + R^2 \\ -2R^2 \cdot \cos(\alpha) &= l^2 - 2R^2 \\ \cos(\alpha) &= \frac{2R^2 - l^2}{2R^2} \\ \alpha &= \text{Arc cos} \left(\frac{2R^2 - l^2}{2R^2} \right) \end{aligned}$$

Determinato l'angolo α , si può calcolare il tratto di arco che ricopre lo spuntone sulla lunghezza parziale della circonferenza del palo e determinare la formula con il numero massimo di essi applicabili al palo.

$$n \cdot \alpha' \cdot R \leq \pi \cdot D \cdot 75\%$$

$n \rightarrow$ numero di spuntoni

$\alpha' \rightarrow$ angolo in radianti

$R \rightarrow$ raggio del palo

$D \rightarrow$ diametro del palo

Il 75% costituisce una riduzione della circonferenza del palo su cui possono essere inseriti gli spuntoni. Tutto ciò evita intersezioni e ostacoli sul posizionamento degli stessi, sia in termini di operatività durante la fase della posa in opera del palo che per la fase progettuale (Calcolo statico).

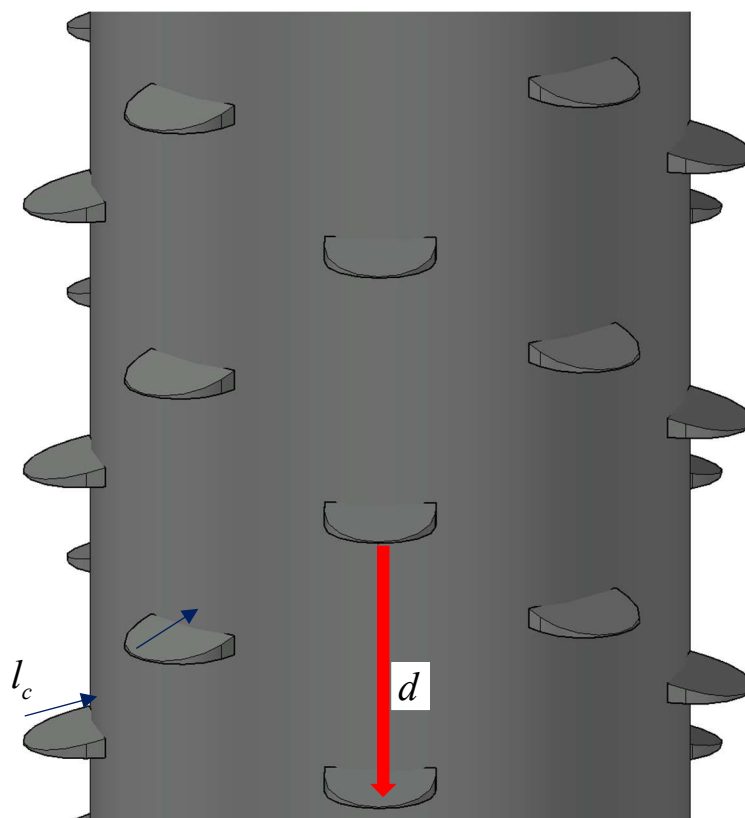


Figura 10

Dalla figura 10, si può notare che, la configurazione degli spuntoni è di tipo sfalsato, in modo regolare. Questo perché garantisce il massimo ricavo della portanza del terreno ed evitando zone inutilizzate della superficie laterale del palo. Di regola, la distanza minima tra i pali deve essere pari a tre volte il loro diametro, evitando di generare una palificata come un unico blocco. In riferimento alla formula in basso, per il ricavo della distanza minima fra gli spuntoni, è vero che i pali hanno un diametro da considerare e che gli spuntoni sono stretti e lunghi ed è anche vero che se volessi avvalermi dello stesso concetto, conviene fare una media nelle dimensioni effettive dello spuntone. Per cui, con la stessa regola, mettendoci in sicurezza, la distanza effettiva tra gli spuntoni (Vedi freccia rossa - Figura 10) sarà funzione del loro lato corto (vedi freccia blu - Vedi figura 10), rispettando la seguente formula:

$$d = l_c \cdot 3 + \frac{l_c}{3}$$

$l_c/3$ costituisce un coefficiente di sicurezza in più alla formula da rispettare, rispetto alla distanza minima in analogia ai pali di fondazione. Questo coefficiente serve a favorire il lavoro da parte del terreno, massimizzando le circostanziali per la determinazione del carico limite. Successivamente, si è determinato le relative quote (Dal piano di campagna al terreno sottostante) tra le sezioni trasversali del palo di fondazione (dove sono presenti solamente gli spuntoni con configurazione sfalsata) con intervalli pari a $d/2$.

Di ogni sezione trasversale, al variare della quota, si sono determinati i relativi parametri geotecnici in funzione del tipo di terreno e dalla quota stessa, per calcolare il carico limite del singolo spuntone, considerandolo come la punta di un palo trivellato.

Su questo aspetto, ho avuto modo di confrontarmi con l'Ing. Civile Mistretta Giuseppina iscritta all'ordine degli ingegneri di Messina. Questo aspetto non è affatto da sottovalutare, infatti, essendo che lo spuntone è molto simile ad una fondazione superficiale, esso non può essere calcolato come tale, altrimenti il contributo del terreno confinante alla fondazione "D" (Vedi figura 11) darebbe valori del carico limite esorbitanti falsandone il valore reale e discostandosi eccessivamente dai parametri di sicurezza.

Superfici di rottura – collasso per raggiungimento del carico limite

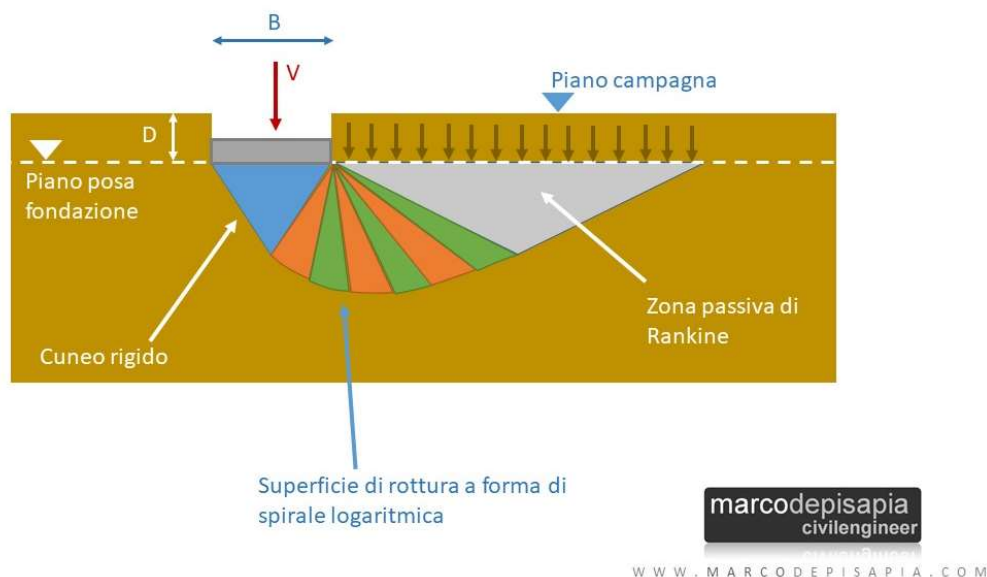


Figura 11

Prendendo un modello di un podcast di un sito Web (Vedi figura 11), si può certamente notare che il contributo del terreno circostante alla fondazione è molto notevole. Per capire meglio questo fenomeno, immaginate di avere un marshmallow posato su un tavolo, paragonandolo al terreno sottostante alla fondazione. Mentre il tavolo rappresenta un altro strato di terreno sottostante molto più rigido. Il marshmallow è soggetto allo schiacciamento del pollice (per esempio) che ipoteticamente costituisce il peso della fondazione e immaginando che non vi fossero altri marshmallow attorno (Terreno circostante), tenderà a gonfiarsi ai lati, cioè a spanzare. Questo rigonfiamento ai lati genera delle tensioni indotte, nel caso reale, delle forze/spinte orizzontali che spingono sul terreno circostante. Il terreno circostante seppur sia un carico verticale, genera delle tensioni indotte, creando una contropinta con altrettante forze orizzontali.

Per capire ancora meglio questo concetto, anche se in questo momento non è di grande rilevanza ma molto utile nel comprenderlo, si prenda l'esempio del perché (A mio parere) un Comune limitrofo al mio Comune di residenza "Sant'Agata di Militello" in provincia di Messina, è stato oggetto di più eventi franosi. È vero che c'è stato dietro una mala gestione delle condotte comunali con la poca manutenzione di esso, seppur sia un problema riscontrabile in molti Comuni Italiani, è vero che le cause potrebbero essere date dal fatto che uno strato di terreno più profondo potrebbe avere caratteristiche meccaniche del terreno meno efficienti rispetto ad altri ma, è anche vero che uno dei problemi sottovalutati è che tendenzialmente i paesi e/o città non vengono mai costruiti sulla cresta delle montagne. Infatti, la presenza del terreno circostante ad una quota più bassa, non garantisce le stesse capacità portanti che un terreno potrebbe dare alla stessa quota della fondazione (Vedi figura 12 e 13, esempio in formato macro, in analogia alla figura 11). Infatti, molti Comuni sono insediati o su un altipiano sul fianco di una montagna, sul pizzo di una roccia, su un altipiano, altipiano roccioso, in pianura ed ecc.... Adesso, non è che tutti i cittadini dei comuni costruiti sulla cresta delle montagne dovrebbero lasciare le proprie case e diventare sfollati ma, c'è la possibilità di

eventuali frane solamente quando tutte le condizioni al contorno non sono affatto favorevoli. Faccio una premessa, questa non è affatto una critica socio politica nei confronti di questo Comune, anzi, il tutto è puramente tecnico scientifico e secondo documenti storici, il Comune era originariamente, e parlo di qualche secolo prima della ripopolazione del periodo dei normanni tra XI e XIII secolo D.C., su una roccaforte (Pizzo della Montagna) nelle vicinanze. Infatti, alcuni studiosi e dagli scavi archeologici hanno individuato un'acropoli nei pressi del Monte su cui giace un Santuario di stile Normanno fondato nel 1090 D.C.; Il motivo più probabile di questa migrazione locale e ripopolazione delocalizzata ad inizio dell' XI secolo D.C. in epoca Normanna, ragioni tendenzialmente sempre economiche, è che la strada che collega i paesi siciliani dell'entroterra con i comuni costieri del mar tirreno siculo non passava in mezzo alla città, sfavorendone l'economia locale.

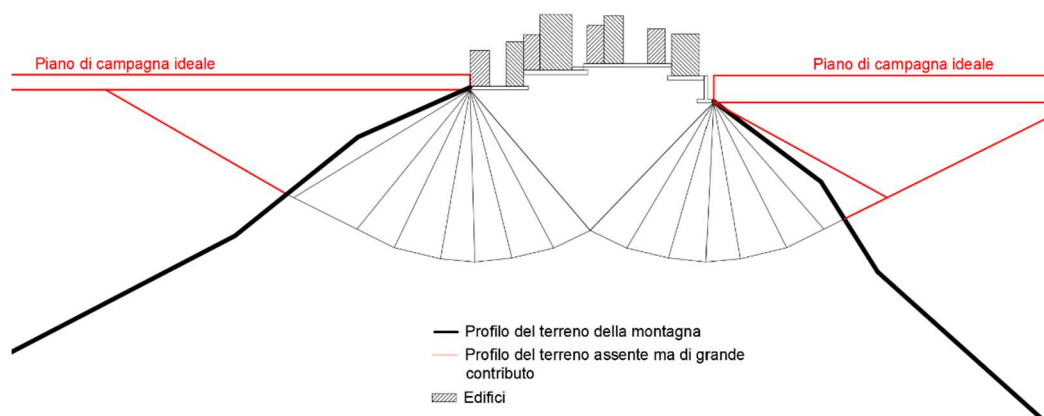


Figura 12

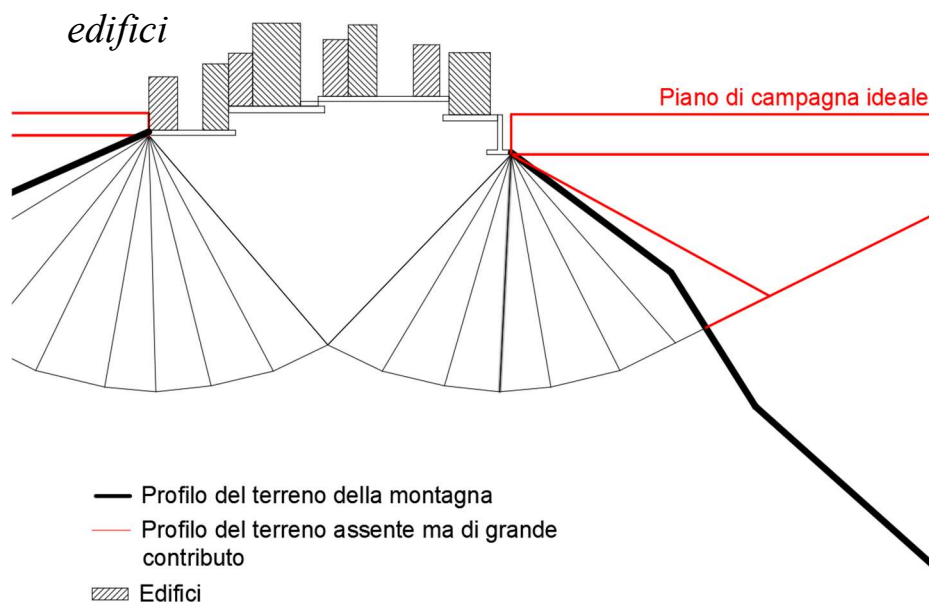


Figura 13

Detto ciò, considereremo il singolo spuntone come base di un singolo micropalo, immaginando che fosse affiancato al palo di progetto. Per quanto riguarda le modalità di calcolo e cioè se il singolo, ipotetico, micropalo fosse di tipo infisso o trivellato, si può definire che non è né uno e né l'altro. Sarebbe opportuno, in termini di sicurezza, considerarlo trivellato, perché il palo infisso grazie all'energia meccanica di infissione schiaccia il terreno alla base aumentandone la rigidità artificialmente, generando maggiore carico limite

alla base del palo stesso, purché il terreno sia sempre omogeneo e non presenta delle cavità interne. In realtà, quello che avviene è che lo spuntone durante l'infissione crea una sorta di micro irrigidimento artificiale del terreno, trascurabile rispetto ad un palo infisso per intero. Quindi, è evidente che seppur il terreno nel caso di trivellazione rischia di essere disturbato anche con trivelle autopressanti, l'utilizzo del metodo del palo trivellato ci mette in sicurezza anche dal fatto che il terreno sottostante alla lama del lembo inferiore dello spuntone potrebbe avere disomogeneità, piccoli vuoti del terreno e tutti quei fattori che rischiano di non garantire al 100% il carico limite ideale desiderato. Inoltre, determinato il carico limite di tutti gli spuntoni, esso si riduce di quei fattori di sicurezza enunciati da poco a inizio pagina 4.

Cap. 4 – Analisi di confronto dei carichi limite tra palo con dispositivi brevettati e palo di costruzione ordinaria

È anche Importante fare un confronto, appena enunciato in questo capitolo, per analizzare le forze in gioco del carico limite agente sulla superficie laterale del palo. Questo perché a prima vista, la superficie che occupano gli spuntoni per incastrarsi alla superficie laterale del palo ordinario, potrebbe diminuire la superficie laterale di esso. In realtà non è proprio così, infatti, dalla figura 2,3 e 4 si può certatamente notare che gli spuntoni hanno anche essi la loro superficie laterale del primo corpo detto "Lama" (Vedi freccia rossa-Figura 14), su entrambi i lati, colmando quella originaria. E anche se dovessero essere trascurabili le superfici appena dette, la percentuale di superficie che occupano gli spuntoni rispetto a tutta la superficie laterale del palo, secondo le leggi imposte da prima per il numero e distanza degli spuntoni utilizzati, secondo quanto menzionato nel capitolo 3, non dovrebbero superare il 10%. È vero che la cifra in percentuale appena menzionata non è insignificante, ma in realtà non dovrebbe superare 0,2% grazie al contributo della superficie laterale degli spuntoni stessi.

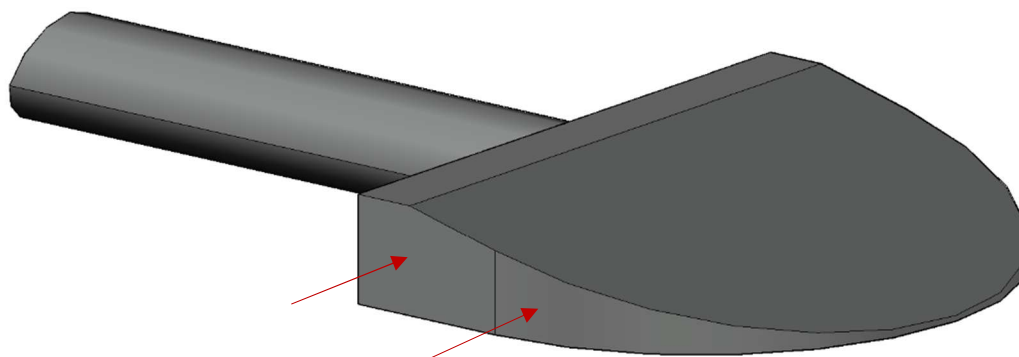


Figura 14

Cap. 5 – Classe di resistenza degli spuntoni per quota di terreno (profondità)

Calcolato il carico limite del palo di fondazione con i dispositivi brevettati, in ogni sua parte, è necessario identificare la resistenza/rigidezza di ogni spuntone, distinguendoli in diverse classi di resistenza. Perché, progettare il singolo spuntone in funzione del solo carico limite è puramente folle. Nel senso che ogni spuntone, al variare della profondità, sarà soggetto ad una forza (Q_{lim}) sempre diverso, per cui calcolare e progettare tutti gli spuntoni in funzione della profondità specifica, non è affatto conveniente. Quindi, si impone ad ogni spuntone una determinata resistenza/rigidezza distinguendoli in varie classi di resistenza. Per classi di resistenza si intende il massimo carico a cui possono essere soggetti le varie tipologie di spuntoni, al variare della loro profondità. Infatti, non ha senso installare uno spuntone con prestazioni elevate in prossimità de piano di campagna ma, esso sarà più utile negli strati di terreno più profondi. Per cui, per ogni categoria di spuntone "ISX" già distinto per dimensioni, è utile classificarlo per capacità di

assolvere un certo tipo di carico e cioè per classe di resistenza in “A”, “B”, “C”, “D” ed “E”. Vedi esempio dalla tabella a seguire del foglio di calcolo “IS1” – Figura 15,16 e 17.

Profondità	n spuntone per strato	$Q(p)s=Q_{lim}/m/(y_b \cdot \xi)$	Q_{lim}/n° spuntone	Classe di resistenza spuntone - Ammissibile "N1"	Tipo spuntone
0,25	5	0	0	0	IS1
0,5	5	0	0	0	IS1
0,75	5	0	0	0	IS1
1	5	0	0	0	IS1
1,25	5	0	0	0	IS1
1,5	5	27,92981	5,58596129	A	IS1
1,75	5	28,25084	5,650167742	A	IS1
2	5	28,57187	5,714374194	A	IS1
2,25	5	28,8929	5,778580645	A	IS1
2,5	5	29,21394	5,842787097	A	IS1
2,75	5	29,53497	5,906993548	A	IS1
3	5	29,856	5,9712	A	IS1
3,25	5	30,17703	6,035406452	A	IS1
3,5	5	30,49806	6,099612903	A	IS1
3,75	5	50,08103	10,01620645	A	IS1
4	5	50,40206	10,0804129	A	IS1
4,25	5	50,7231	10,14461935	A	IS1
4,5	5	51,04413	10,20882581	A	IS1
4,75	5	51,36516	10,27303226	A	IS1
5	5	51,68619	10,33723871	A	IS1
5,25	5	52,00723	10,40144516	A	IS1

Figura 15

22	5	146,3265	29,26530065	B	IS1
22,25	5	146,6475	29,3295071	B	IS1
22,5	5	146,9686	29,39371355	B	IS1
22,75	5	147,2896	29,45792	B	IS1
23	5	147,6106	29,52212645	B	IS1
23,25	5	147,9317	29,5863329	B	IS1
23,5	5	148,2527	29,65053935	B	IS1
23,75	5	148,5737	29,71474581	B	IS1
24	5	148,8948	29,77895226	B	IS1
24,25	5	149,2158	29,84315871	B	IS1
24,5	5	149,5368	29,90736516	B	IS1
24,75	5	149,8579	29,97157161	B	IS1
25	5	150,1789	30,03577806	C	IS1
25,25	5	150,4999	30,09998452	C	IS1
25,5	5	150,821	30,16419097	C	IS1
25,75	5	151,142	30,22839742	C	IS1
26	5	151,463	30,29260387	C	IS1
26,25	5	151,7841	30,35681032	C	IS1
26,5	5	152,1051	30,42101677	C	IS1
26,75	5	152,4261	30,48522323	C	IS1
27	5	152,7471	30,54942968	C	IS1

Figura 16

N° di spuntone Classe "A"	N° di spuntone Classe "B"	N° di spuntone Classe "C"	N° di spuntone Classe "D"	N° di spuntone Classe "E"
310	160	85	0	0

Figura 17

Cap. 6 – Analisi dei carichi del singolo spuntone

Prima di descrivere l’andamento del carico sullo spuntone, è bene evidenziarne la forma dell’impronta. Infatti, si può notare che nella figura 18 lo spuntone nella zona di incastro ha una traiettoria curvilinea (Ad arco). Per cui, risulta al quanto complesso discretizzare i vari tratti e determinarne l’effettivo andamento del carico.

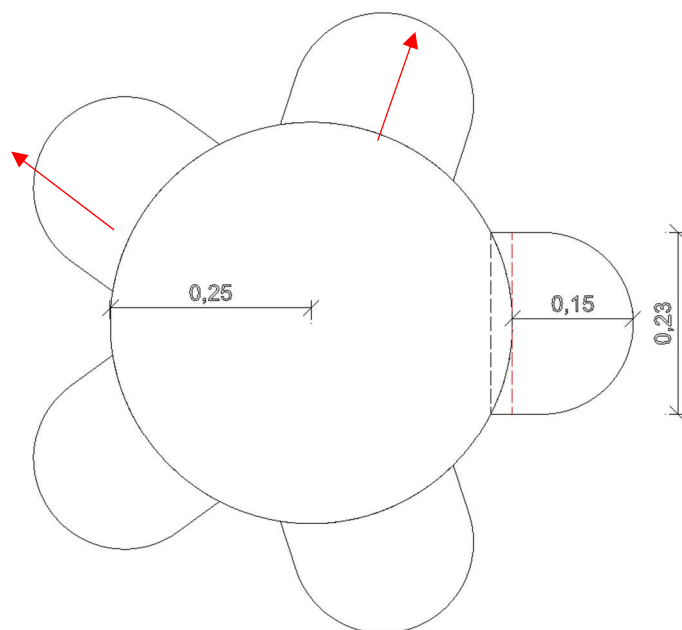


Figura 18

Inoltre, si evidenzia che lo schema vincolare e di carico dello spuntone è semplicemente un carico distribuito su una trave incastrata su un lato, secondo la direzione della linea rossa “z”. Vedi figura 18 e 19.

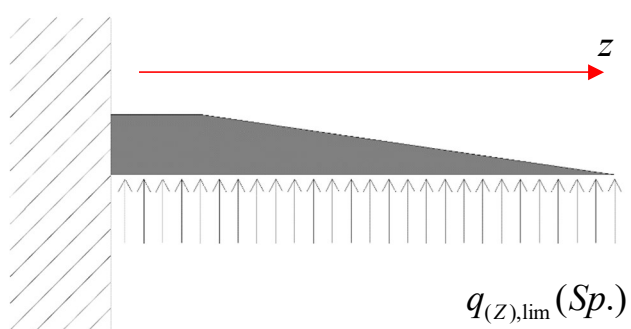


Figura 19

Per cui secondo quanto appena descritto, certamente, conviene ipotizzare la forma finale dello spuntone (Vedi figura 20 – quello di destra, Sp2) tranciato rispetto la linea rossa tratteggiata dello spuntone originario “Sp1”.

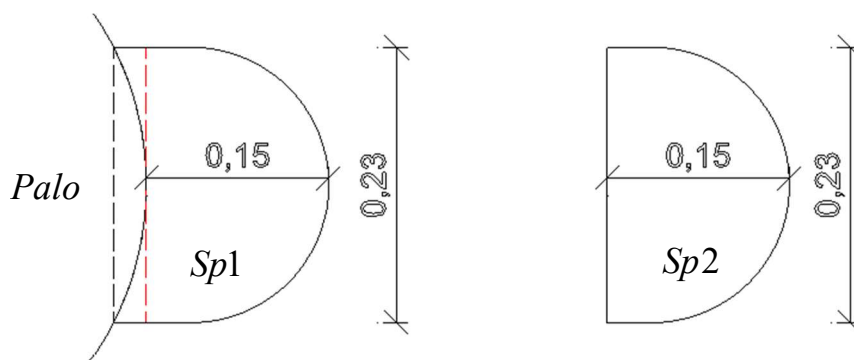


Figura 20

Però, certamente si può notare che rispettando la forma dello spuntone di destra “Sp2” si viene a trascurare quella minima parte di superficie d’impronta prima della linea rossa tratteggiata (Figura 20 – Sp1). Se dovessimo analizzare meglio la figura con i due spuntoni a confronto “Sp1” e “Sp2”, la lunghezza della linea con il tratteggio in rosso è molto simile alla lunghezza della linea di arco del palo, la differenza è millimetrica. È vero che trascuriamo la superficie d’impronta prima della linea rossa ma così facendo, niente di strano, possiamo semplicemente aumentare il carico $q(z)$ con il rapporto tra le due superfici. E poi, essendo che i diametri del palo variano, e in tal caso il diametro è pari a 0,5 m, la differenza di superficie d’impronta trascurata nel palo con diametro 0,4 m, aumentando, è veramente minima e cioè di qualche millimetro quadrato. Per cui si impone il valore della “ μ ”, secondo la formula sottostante, pari a 1,10.

$$\mu = \frac{A_{sp1}}{A_{sp2}} = \frac{0,0304}{0,0284} \cong 1,07 \quad \mu = 1,10$$

Adesso, se dovessimo discretizzare i vari tratti secondo la traiettoria della linea rossa tratteggiata (Figura 21 – Sp1) rispetto a “ z ”, millimetro per millimetro, avremmo delle situazioni sconvenienti lungo il tratto curvilineo in prossimità del vincolo d’incastro. Inoltre, anche se dovessimo considerare tratto per tratto, secondo la forma dell’arco (Figura 21 -Sp2), utilizzando dei tratti curvilinei, ad un certo punto dovremmo cambiare sistema se non addirittura complicarci il sistema di calcolo in prossimità della lama dello spuntone, essendo che essa è di forma altrettanto curvilinea.

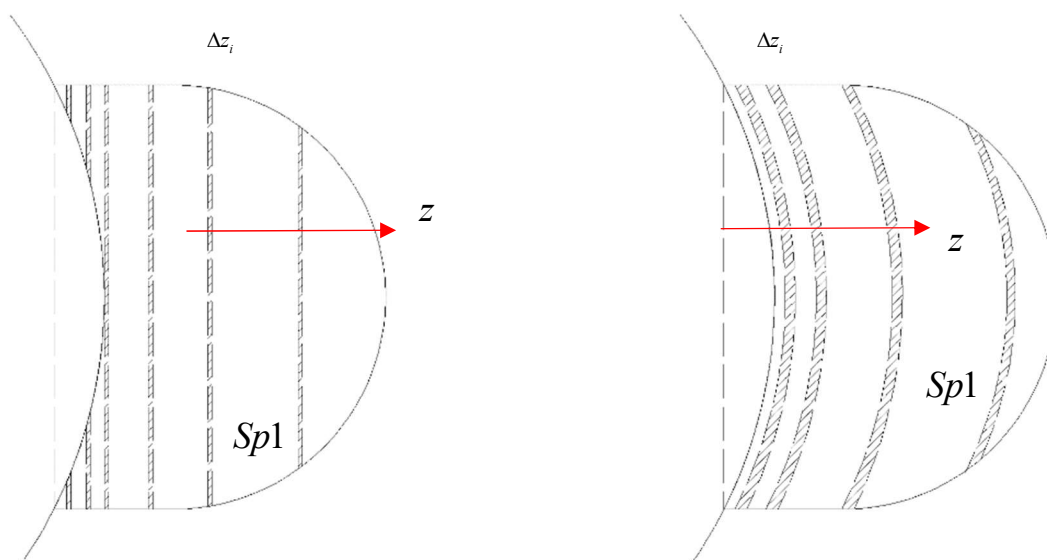


Figura 21

Quindi, secondo quanto appena descritto, è convenevole utilizzare il metodo di discretizzazione di ogni intervallo Δz_i in riferimento alla figura 22, a seguire:

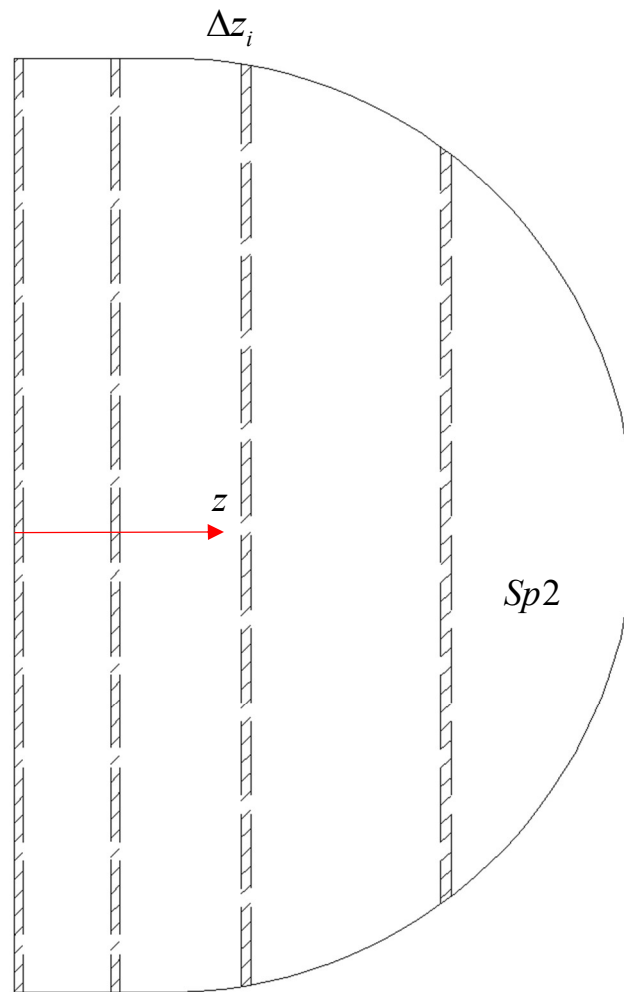


Figura 22

La dimensione di ogni tratto è determinabile facilmente, perché lo si può ricavare mediante leggi di ordine quadratico, essendo che il tratto curvilineo rappresenta un semicerchio. Impongo il carico di esercizio, moltiplicandolo per un coefficiente di sicurezza [Vedi tabella 2.6.I delle NTC2018] e determino quanto carico di tipo strutturale deve assolvere il mio spuntone. Per cui, secondo quanto detto prima, il carico limite applicato allo spuntone è già diviso per il coefficiente di sicurezza in relazione alle caratteristiche del terreno ma, in ambito strutturale dobbiamo moltiplicarlo per un altro coefficiente di sicurezza che fa riferimento ai carichi permanenti non strutturali secondo l'approccio imposto inizialmente (Approccio 1; Combinazione 1; A1). Per cui, il γ_g è pari a 1,5. Determinato il carico totale di esercizio di progetto, lo si discretizza lungo l'asse z secondo la seguente formula:

$$q(z) \cdot \mu = Q_{Sp, Lim} [KN] / A_{Sp} \cdot \mu$$

$$q(z) \cdot b_i \cdot \mu = Q_{Sp, Lim} [KN] / A_{Sp} \cdot b_i \cdot \mu$$

L'andamento del carico del $Q_{lim}(Sp)$ sullo spuntone è rappresentato dal seguente grafico della figura 23.

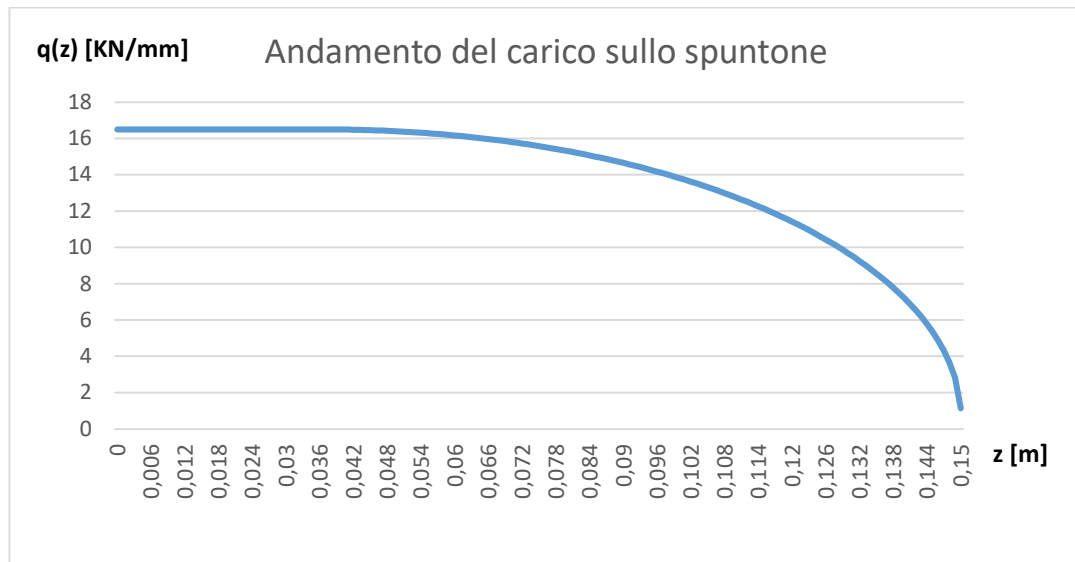


Figura 23

La legge di questo carico più vicina è $f(z)=n \cdot z^5$, mostrato nella seguente - figura 24:

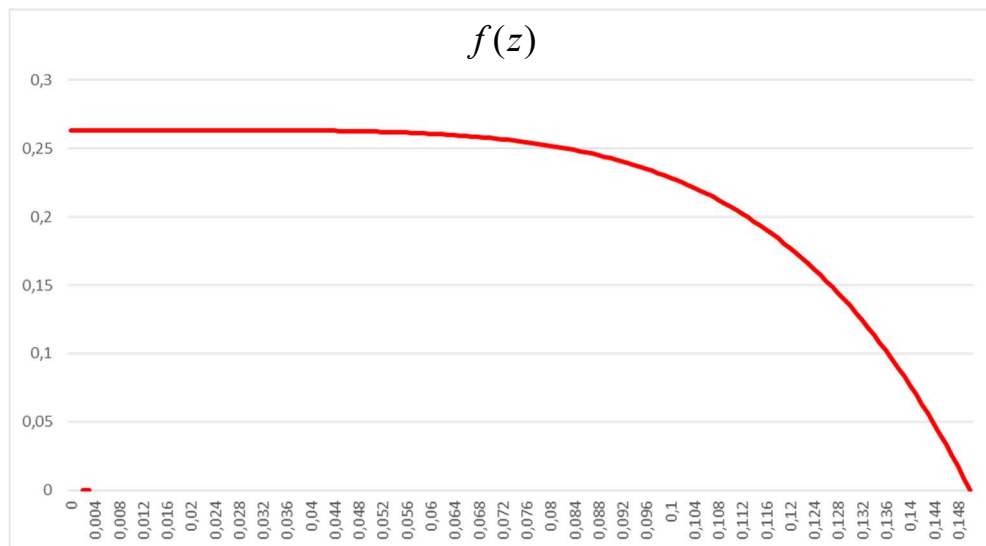


Figura 24

Sfruttando la legge $f(z)$, per il tratto $z=0,15$ m il carico $q_1(z)$ deve essere pari a zero. Per cui dobbiamo imporre le seguenti condizioni:

$$\begin{aligned}
 q_1(z) &= q - z^5 & \text{per } z=0 & \quad q \neq 0 \\
 \text{introduco } \varepsilon & \quad q_1(z) = q - z^5 \cdot \varepsilon \\
 \text{per } z=l & \quad q - z^5 \cdot \varepsilon = 0 \\
 z^5 \cdot \varepsilon &= q & \quad \varepsilon &= \frac{q}{x^5}
 \end{aligned}$$

Determinata la legge $q(z)$ con il grafico e sovrapponendo il diagramma con la legge $f(z)$ della figura 24 con il carico $q(z)$ della figura 23, si ottiene ciò che si ha nella seguente figura 25:

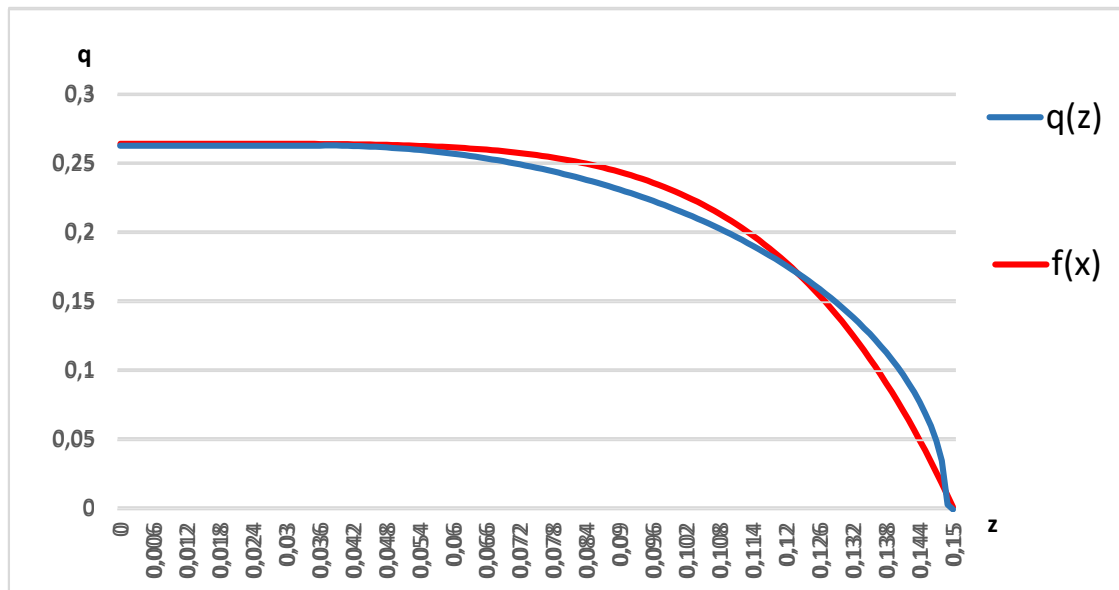


Figura 25

Fatto ciò, si può certamente notare che sovrapponendo le due figure con le due curve, esse non coincidono perfettamente. Per cui, introdurremo un coefficiente “ $\tau(z)$ ” che al variare di “ z ” identifica l’incremento o decremento del valore di $q(z)$ rispetto alla legge $q_1(z)$ e cioè $f(z)$ introdotta di “ ε ”, Per cui:

$$q_1(z) = q - z^5 \cdot \varepsilon + \tau(z)$$

Cap. 7 - Legge del taglio e momento sollecitante del carico di esercizio sullo spuntone

Determinata la legge del carico nel capitolo precedente, applichiamo la risoluzione della linea elastica per determinare il valore del taglio e momento, partendo dalle seguenti leggi:

$$\frac{d^2 M(z)}{dz^2} = -q_1(z) \quad \frac{dT(z)}{dz} = -q_1(z) \quad \frac{dM(z)}{dz} = T(z)$$

$$\frac{d^2 M(z)}{dz^2} = -q_1(z)$$

$$\frac{d^2 M(z)}{dz^2} = -(q - z^5 \cdot \varepsilon + \tau(z))$$

$$\frac{d^2 M(z)}{dz^2} = -q + z^5 \cdot \varepsilon - \tau(z)$$

$$\frac{d^2 M(z)}{dz^2} = z^5 \cdot \varepsilon - q - \tau(z)$$

integro ambo i membri

$$\frac{dM(z)}{dz} = \frac{z^6}{6} \cdot \varepsilon - q \cdot z - \tau(z) \cdot z + C_1$$

$$\text{se } z = 0 \quad \frac{dM(z)}{dz} = T(z) = \max$$

$$\text{se } z = l \quad \frac{dM(z)}{dz} = T(z) = 0$$

impongo la condizione

$$0 = \frac{l^6}{6} \cdot \varepsilon - q \cdot l - \tau(z) \cdot l + C_1 \quad z = l$$

$$C_1 = q \cdot l + \tau(z) \cdot l - \frac{l^6}{6} \cdot \varepsilon \quad C_1 = \frac{(6 \cdot q \cdot l - l^6 \cdot \varepsilon)}{6} + \tau(z) \cdot l$$

per cui si ha

$$\frac{dM(z)}{dz} = \frac{z^6 \cdot \varepsilon}{6} - q \cdot z - \tau(z) \cdot z + C_1$$

$$\frac{dM(z)}{dz} = \frac{z^6 \cdot \varepsilon}{6} - q \cdot z - \tau(z) \cdot z + \frac{(6 \cdot q \cdot l - l^6 \cdot \varepsilon)}{6} + \tau(z) \cdot l$$

integro ambo i membri

$$\frac{dM(z)}{dz} = \frac{z^6 \cdot \varepsilon}{6} - q \cdot z - \tau(z) \cdot z + \frac{(6 \cdot q \cdot l - l^6 \cdot \varepsilon)}{6} + \tau(z) \cdot l$$

$$M(z) = \frac{z^7 \cdot \varepsilon}{42} - \frac{q \cdot z^2}{2} - \frac{\tau(z) \cdot z^2}{2} + \frac{(6 \cdot q \cdot l - l^6 \cdot \varepsilon)}{6} \cdot z + \tau(z) \cdot l \cdot z + C_2$$

$$\text{se } z = 0 \quad M(z = 0) = \max$$

$$\text{se } z = l \quad M(z = l) = 0$$

impongo la condizione

$$M(z=l) = \frac{z^7 \cdot \varepsilon}{42} - \frac{q \cdot z^2}{2} - \frac{\tau(z) \cdot z^2}{2} + \frac{(6 \cdot q \cdot l - l^6 \cdot \varepsilon)}{6} \cdot z + \tau(z) \cdot l \cdot z + C_2 = 0$$

$$0 = \frac{l^7 \cdot \varepsilon}{42} - \frac{q \cdot l^2}{2} - \frac{\tau(z) \cdot l^2}{2} + \frac{(6 \cdot q \cdot l - l^6 \cdot \varepsilon)}{6} \cdot l + \tau(z) \cdot l \cdot l + C_2$$

$$C_2 = - \frac{\left[l^7 \cdot \varepsilon - 21 \cdot q \cdot l^2 - 21 \cdot \tau(z) \cdot l^2 + 7l \cdot (6 \cdot q \cdot l - l^6 \cdot \varepsilon) \right]}{42} - \tau(z) \cdot l^2$$

$$M(z) = \frac{z^7 \cdot \varepsilon}{42} - \frac{q \cdot z^2}{2} - \frac{\tau(z) \cdot z^2}{2} + \frac{(6 \cdot q \cdot l - l^6 \cdot \varepsilon)}{6} \cdot z + \tau(z) \cdot l \cdot z - \frac{\left[l^7 \cdot \varepsilon - 21 \cdot q \cdot l^2 - 21 \cdot \tau(z) \cdot l^2 + 7l \cdot (6 \cdot q \cdot l - l^6 \cdot \varepsilon) \right]}{42} - \tau(z) \cdot l^2$$

$$T(z) = \frac{z^6 \cdot \varepsilon}{6} - q \cdot z - \tau(z) \cdot z + \frac{(6 \cdot q \cdot l - l^6 \cdot \varepsilon)}{6} + \tau(z) \cdot l$$

$$M(z) = \frac{z^7 \cdot \varepsilon}{42} - \frac{q \cdot z^2}{2} - \frac{\tau(z) \cdot z^2}{2} + \frac{(6 \cdot q \cdot l - l^6 \cdot \varepsilon)}{6} \cdot z + \tau(z) \cdot l \cdot z - \frac{\left[l^7 \cdot \varepsilon - 21 \cdot q \cdot l^2 - 21 \cdot \tau(z) \cdot l^2 + 7l \cdot (6 \cdot q \cdot l - l^6 \cdot \varepsilon) \right]}{42} - \tau(z) \cdot l^2$$

Determinato la legge del taglio e del momento, si hanno i seguenti diagrammi di tendenza (come da esempio) in figura 26 e 27:

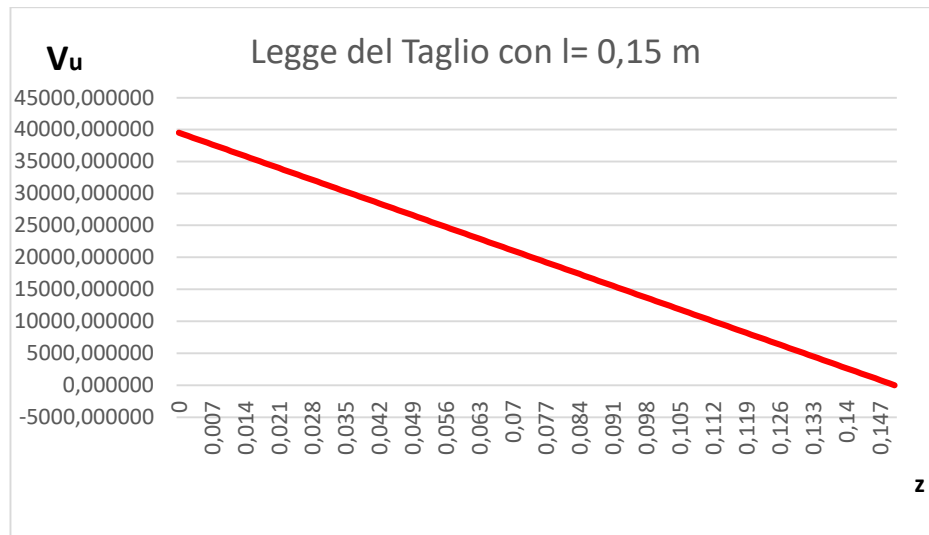


Figura 26

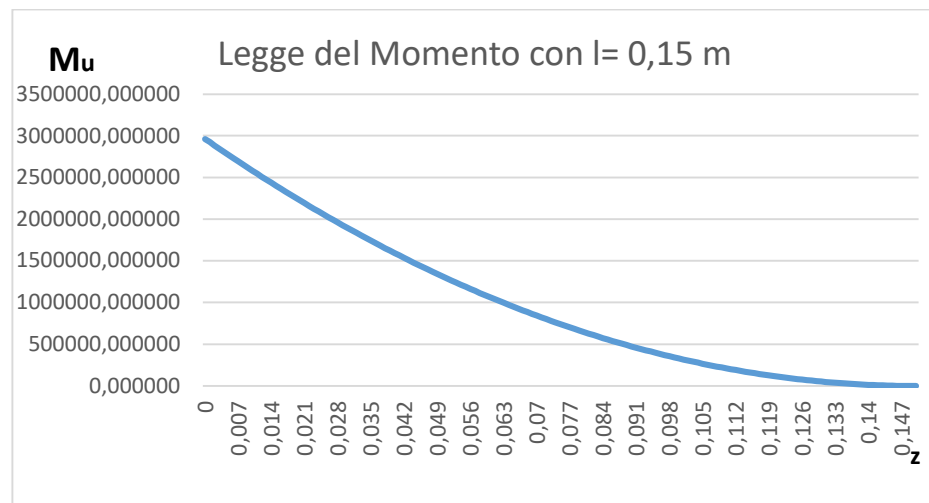


Figura 27