POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di laurea Magistrale

Analisi della risposta statica delle fondazioni a pozzo soggette a scalzamento localizzato

Relatori:

Prof. Ing. Sebastiano Foti

Ing. Andrea Ciancimino

Candidato:

Mattia Marinoni

Marzo 2021

A tutti quelli che mi vogliono bene

Abstract

La realizzazione di un'opera comporta il dover considerare i diversi fattori di rischio ad essa associati. Problema complesso, al quale si cerca di rispondere in primo luogo in fase di progettazione ed esecuzione. Una volta realizzata la struttura, è poi necessario effettuarne una corretta manutenzione e, nel caso in cui siano avvenuti cambiamenti significativi nello schema strutturale, valutarne nuovamente le condizioni di sicurezza. Il seguire un'opera dopo la realizzazione è un atto doveroso, per garantirne la sicurezza ed il corretto funzionamento durante la vita utile.

Il presente lavoro di tesi studia il comportamento delle fondazioni a pozzo, un particolare tipo di fondazione utilizzata in diversi campi, ed in particolare nel caso di pile da ponte realizzate in alveo. Un problema molto comune che si manifesta durante la vita utile di un viadotto è l'alterazione dell'ambiente in cui l'opera è stata realizzata, dovuta all'azione dell'acqua, alle diverse piene che si manifestano nel corso degli anni ed ai diversi fenomeni atmosferici. Risulta quindi complesso verificare nel tempo la sicurezza delle fondazioni, con metodi efficaci e precisi. Tra i diversi fattori di rischio che possano alterare le prestazioni dell'opera, un problema particolarmente rilevante è lo scalzamento localizzato delle fondazioni, un fenomeno generato da vortici, correnti d'acqua e dalla geometria della pila, che causa una progressiva erosione del terreno prossimo all'opera. Nel caso di scalzamento localizzato, la variazione della geometria del terreno non è omogenea su tutti i lati della fondazione, ed è fortemente influenzata dalle caratteristiche della fondazione stessa e del flusso idraulico. Al contrario, nel caso di erosione generalizzata, viene tipicamente rimosso uno strato di terreno di spessore pressoché costante. La risposta di una fondazione scalzata localmente può quindi essere notevolmente differente rispetto il caso di una fondazione soggetta ad erosione generalizzata.

L'obiettivo di questo elaborato è studiare l'effetto dello scalzamento generato in prossimità delle pile da ponte, per individuare dei metodi analitici e numerici capaci di considerare le variazioni nelle prestazioni della fondazione indotte da tale fenomeno, al fine di individuare dei metodi per eseguire analisi con un livello di incertezza ridotto. A tal fine, si sono percorse più vie, partendo dai risultati di prove sperimentali in centrifuga ottenuti nell'ambito di precedenti studi. L'analisi è stata condotta in una prima fase mediante metodi analitici, partendo dalle formulazioni delle fondazioni superficiali ed introducendo considerazioni per implementare alcune caratteristiche delle fondazioni a pozzo. In una seconda fase si sono realizzati diversi modelli numerici tridimensionali ipotizzando un'erosione omogenea di terreno ed il caso particolare di scalzamento localizzato. Lo studio eseguito, si è infine concentrato sulla valutazione dell'incidenza del fenomeno al variare delle caratteristiche della fondazione.

In generale, i risultati dello studio confermano il notevole impatto che il fenomeno dello scalzamento può avere sulla risposta orizzontale dell'opera. Sulla base delle analisi condotte è possibile concludere che i metodi analitici sembrano essere eccessivamente cautelativi nel caso di scalzamento localizzato, e quindi difficilmente possono essere utilizzati per valutare le prestazioni di una fondazione in tali condizioni. Viceversa, è possibile ottenere una stima ragionevole dell'effetto dello scalzamento localizzato considerando l'effettiva geometria del problema mediante simulazioni numeriche tridimensionali.

Indice Generale

Elenco delle Figure

Elenco delle Tabelle

1. Introduzione

Il seguente elaborato ha come finalità lo studio del comportamento delle fondazioni a pozzo soggette ad erosione generalizzata e localizzata, sotto carichi verticali ed orizzontali. A tal fine si è proceduto in una prima fase mediante metodi analitici basati sulle fondazioni superficiali, con l'introduzione di contributi riguardanti i possibili cinematismi presenti, mentre in una seconda fase con la realizzazione di modelli numerici tridimensionali, sia considerando l'ipotesi di erosione generalizzata, sia con erosione localizzata. Quest'ultimo è stato realizzato considerando una superficie di scalzamento ottenuta da precedenti studi. I modelli numerici sono stati in primo luogo validati sulla base di una serie di prove sperimentali in centrifuga, condotte da Ciancimino et al. (submitted). In secondo luogo, sono stati utilizzati per studiare l'influenza della profondità della fondazione sugli effetti dello scalzamento.

Il presente elaborato è organizzato come segue. Il capitolo 2 riguarda le basi teoriche dello studio condotto, in particolare le formulazioni analitiche assunte per eseguire le successive analisi, riguardanti principalmente le fondazioni superficiali. In seguito, è introdotto un metodo analitico, basato sulle formulazioni valide per fondazioni superficiali, con l'introduzione di contributi che considerino gli effetti derivanti dai cinematismi presenti dovuti alla resistenza del terreno posto ai lati della fondazione. Tale formulazione risulta valida nel caso di erosione generalizzata. Il capitolo 3 riguarda le basi teoriche delle prove sperimentali realizzate in centrifuga durante studi precedenti (Ciancimino et al., submitted), si introducono le basi del moto rotatorio, delle leggi di scala applicate ed i risultati ottenuti. Il capitolo 4 si concentra sulla definizione dei parametri del terreno, in particolare le leggi costitutive considerate, elastiche e Mohr-Coulomb. Il capitolo 5 introduce i modelli tridimensionali realizzati ed enuncia le tipologie di prove condotte. Infine, i capitoli 6,7 mostrano i risultati ottenuti dalle analisi analitiche, numeriche e sperimentali.

2. Stato dell'arte

2.1 <u>Generalità sulle fondazioni a pozzo</u>

2.1.1 Tipologia

Le fondazioni a pozzo sono un particolare tipo di fondazione, spesso adottata in opere civili, quali piloni di linee elettriche, pile da ponte, opere di sostegno per stabilizzazione dei pendii. Presentano una larga diffusione in quanto permettono di ottenere buoni risultati, con un costo contenuto. Questa particolare tipologia di fondazione si contraddistingue dalle due categorie principali presenti in letteratura, le fondazioni superficiali e le fondazioni profonde.

Geometricamente sono caratterizzate da un rapporto di snellezza H/D compreso tra $0{,}5$ ed 8 (Gerolymos e Gazetas, 2006 a). Nell'elaborato, in una prima analisi, si considera un rapporto pari ad 1, e successivamente pari a 2. Dal punto di vista meccanico, considerata la dimensione e lo scopo di realizzazione, si possono considerare in taluni modelli infinitamente rigide e si può presupporre che il collasso del sistema pozzo-terreno avvenga per il superamento della resistenza ultima di quest'ultimo. Sotto l'azione dei carichi esterni si può quindi considerare una rotazione rigida. Questo è corretto per rapporti di snellezza H/D pari od inferiori a 4. Sopra a tale numero il comportamento diviene più flessibile e tale semplificazione porta ad errori non trascurabili. Si analizzano i meccanismi resistenti, nelle fondazioni superficiali si considera il contributo alla base, nei pali di fondazione il contributo della superficie laterale. Le fondazioni a pozzo, presentando un comportamento intermedio, sono caratterizzate così da entrambi i contributi.

2.1.2 Modalità Costruttive

Questa tipologia di fondazione è realizzata mediante uno scavo, con la realizzazione di una struttura laterale in cemento ed un successivo riempimento con materiale secco costipato oppure con conglomerato cementizio. Se necessario è presente anche un rinforzo. L'opera può essere realizzata in diverse forme, in funzione di diversi fattori, per esempio se si rende necessario garantire una maggiore rigidezza lungo una specifica direzione, in funzione delle azioni laterali, dell'ostruzione del flusso e delle caratteristiche geotecniche e geologiche del sito. La sezione più comune è quella circolare, con diametri tipici compresi tra 5 e 15 m, in funzione delle macchine usate per lo scavo. La profondità massima raggiunta è dell'ordine di qualche decina di metri. I pozzi di fondazioni possono essere pieni o cavi. Si ricorre alla prima tipologia tipicamente in presenza di pendii instabili con uno spessore maggiore di $5/6$ metri, i quali caricano la struttura con forti sollecitazioni orizzontali. La seconda tipologia invece è utilizzata in presenza di pendii che non presentano pericolo di movimenti franosi, ma che abbiano scarse capacità portanti in superficie. Durante la realizzazione si procede con uno scavo cavo fino a raggiungere uno strato di terreno resistente. Particolare attenzione deve essere posta in fase di scavo, per garantire la sicurezza degli operatori. Le pareti laterali devono essere sostenute. Esistono diverse metodologie maggiormente utilizzate. Il primo metodo è basato sullo scavo per sottomurazione, si procede realizzando man mano che lo scavo procede, degli anelli di cemento armato di sezione trapezoidale, di altezza di circa 1,5 metri. Tali anelli assorbono le spinte radiali e sostengono lo scavo. In presenza di terreni sciolti lo scavo è eseguito al di sotto dei conci, i quali scendono man mano. I nuovi conci sono quindi realizzati in superficie. Una seconda metodologia denominata spritz-beton prevede l’applicazione a spruzzo, mediante aria compressa, di una malta a base cementizia, accompagnata da una rete elettrosaldata, che serve per evitarne il ritiro. Questa tecnica è molto utilizzata nei pozzi in roccia. Altra metodologia utilizzata è il sostegno delle pareti laterali mediante coronelle di pali trivellati di grande diametro, pari a circa $800 - 1000$ mm che compongono il perimetro dello scavo. Si può ricorrere anche all’uso di micropali, utilizzati in terreni rocciosi dove l’applicazione dei pali trivellati è limitata. I micropali presentano diametri di circa 200 mm, e sono disposti lungo delle circonferenze ad anelli concentrici di interasse variabile, interno ai 40 cm. Altre tipologie di coronelle, infine, sono quelle realizzate con colonne consolidate mediante jet grouting e quelle realizzate mediante pannelli di diaframma e terreno consolidato. La prima tipologia è usata spesso nei terreni granulari, mentre il secondo prevede la realizzazione di veri e propri pannelli mediante miscela cementizia, ottenendo una vera e propria paratia continua di spessore dell’ordine degli 80 cm. In presenza di falda si realizza un tampone di fondo costituito da colonne di terreno consolidato, per evitare fenomeni di sifonamento e di sollevamento del fondo di scavo (Lancellotta, submitted).

2.2 Fondazioni Superficiali

2.2.1 Generalità

Il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale può essere eseguito adottando il metodo dell'equilibrio limite globale. Il seguente metodo si basa sull'ipotesi di considerare tre diversi meccanismi di rottura (Vesic, 1963):

- Rottura di taglio generalizzata (a)
  Si verifica generalmente per terreni consistenti od addensati. L'incremento del carico aumenta proporzionalmente la deformazione, in maniera limitata, fino al raggiungimento di un valore ultimo, oltre il quale si ha un crollo della resistenza al taglio del terreno con conseguente sviluppo di deformazioni molto elevate.

- Rottura di Taglio locale (b)
  Si verifica generalmente per terreni mediamente consistenti od addensati. L'incremento del carico aumenta proporzionalmente la deformazione, in maniera limitata, ma superiore al caso precedente, fino al raggiungimento di un valore ultimo, oltre il quale non si ha un crollo della resistenza al taglio del terreno, ma si sviluppano deformazioni di grandezza superiore. Localmente si verifica il seguente fenomeno, si sviluppa una superficie di taglio localizzata che si propaga fino al raggiungimento della superficie topografica

- Rottura per Punzonamento (c)
  Si verifica generalmente per terreni poco consistenti od addensati. L'incremento del carico genera deformazioni proporzionalmente maggiori, fino al raggiungimento di un valore ultimo, oltre il quale il rapporto carico/cedimento si mantiene costante

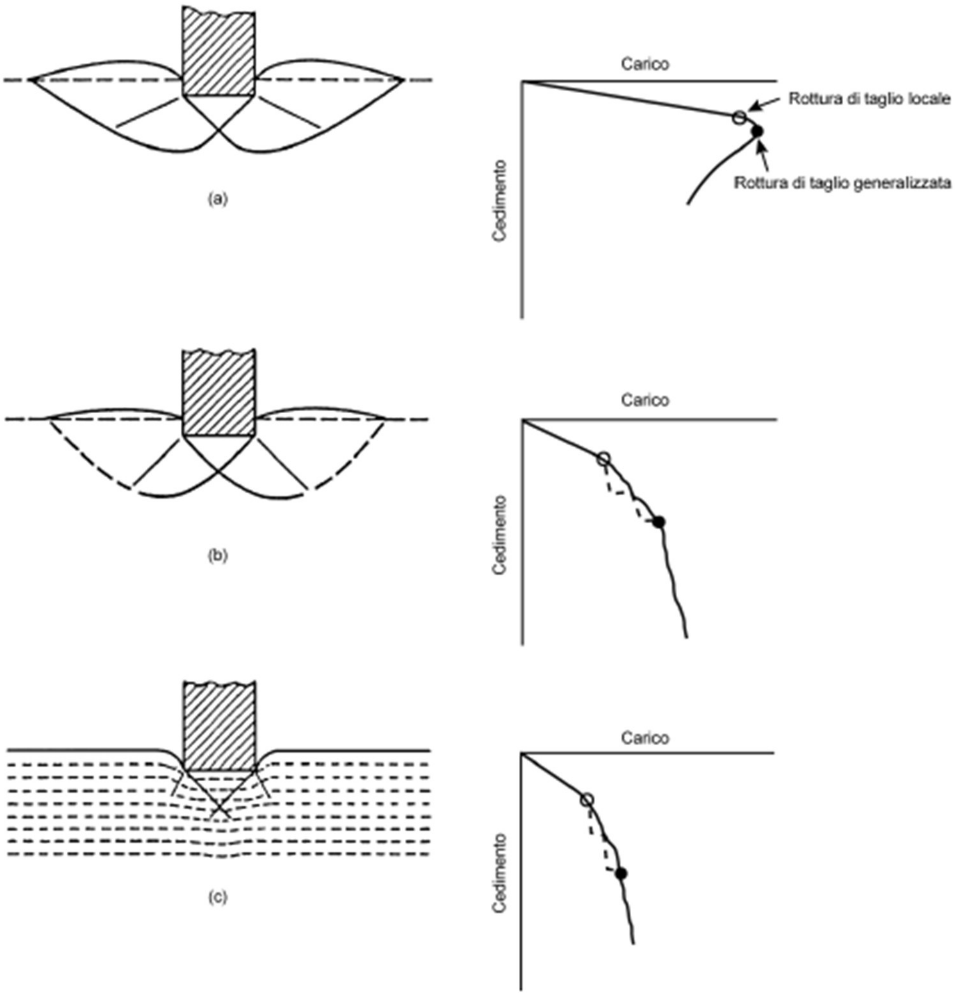

Figura 2-1: Meccanismi di rottura (Vesic, 1973)

2.2.2 <u>Condizione Drenata/ Non Drenata</u>

I valori limite di resistenza, in condizioni di terreno saturo, sono profondamente caratterizzati dalla velocità del processo di carico, in relazione alla permeabilità del terreno considerato (Lancellotta, submitted). La formulazione analitica distingue due distinte condizioni, quella drenata oppure non drenata. La condizione drenata avviene quando il processo di carico è così lento da permettere la dissipazione delle sovrapressioni interstiziali. L’analisi, quindi, può essere svolta considerando le tensioni efficaci. Negli anni sono state sviluppate diverse formulazioni, via a via più estese, che considerano vari fattori, tra cui la presenza di sovraccarico, la forma, la presenza di falda ecc… La condizione non drenata si verifica quando, su un terreno, in seguito all’applicazione di un carico si genera un processo di consolidamento con deformazioni che avvengono col passare del tempo, al calare delle pressioni interstiziali e l’aumentare delle pressioni efficaci. Nel caso in esame i dati sperimentali sono stati ottenuti in condizioni drenate.

2.2.3 *Formulazioni capacità Portante in condizione Drenata*

Si riportano le formulazioni analitiche applicate in fase di analisi. I singoli coefficienti sono presenti nell'allegato A.

- Terzaghi (1943)

La formulazione di Terzaghi si può utilizzare per fondazioni superficiali in cui D sia minore di B, dove con D si intende la profondità della fondazione, mentre con B la dimensione di riferimento. Nel caso in esame corrisponde al diametro. Tale metodo inoltre non tiene in considerazione gli effetti dovuti all'inclinazione del carico.

- Meyerhof (1963)

La formulazione di Meyerhof consente di calcolare il carico limite considerando l'influenza dell'inclinazione del carico e delle profondità della fondazione. La formulazione si differenzia in base alla tipologia di carico, in particolare l'autore suggerisce di non utilizzare i fattori di forma insieme a quelli di profondità.

I valori ottenuti con tale formulazione sono paragonabili ai valori ottenuti mediante l'espressione di Terzaghi per bassi valori del rapporto B/D. Al contrario all'aumentare di tale valore i risultati divergono.

- Hansen (1970)

La formulazione di Hansen considera quanto ipotizzato da Meyerhof, con l'aggiunta dell'influenza dovuta all'inclinazione del piano di posa e del pendio. Per applicare la formulazione di Hansen devono essere rispettate le seguenti condizioni: $\mathrm{H_{ed}} < \mathrm{N_{ed}} \tan\delta + \mathrm{c'A_f}$; $\alpha \leq \varphi'$; $\mathrm{i_q}, \mathrm{i_\gamma} > 0$ e $\alpha + \omega \leq 90°$

Dove con α si indica l'inclinazione del piano di posa della fondazione, mentre con ω l'inclinazione del pendio.

- Vesic (1975)

La formulazione di Vesic è analoga alla precedente. Cambiano le formulazioni di alcuni coefficienti ed il valore di N_γ. Tali ipotesi forniscono dei risultati meno cautelativi rispetto alla formulazione prevista dall'eurocodice 7. Nelle analisi successive si applicherà tale formulazione al fine di avvicinarsi ai valori effettivi.

- EC7

La formulazione prevista dall'eurocodice 7 si basa sulla formulazione di Brinch-Hansen, modificando alcuni coefficienti correttivi per ottenere risultati più cautelativi.

2.2.4 Area Equivalente

I casi analizzati trattano il problema come una fondazione rettangolare equivalente, determinata come rappresentato in figura 2-2.

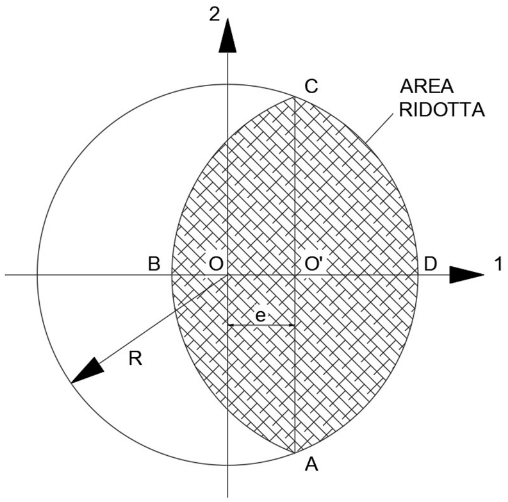

Figura 2-2: Schema di Calcolo

L'area efficace considerata in seguito all'eccentricità lungo una direzione è pari ad

$$A_{eff} = 2\left(R^2\cos^{-1}(e/R) - e\sqrt{R^2 - e^2}\right) \tag{2.1}$$

I segmenti indicati in figura 2.2 presentano la seguente lunghezza

$$\overline{BD} = b_e = 2\,(R - e) \tag{2.2}$$

$$\overline{AC} = l_e = 2R\sqrt{1 - \left(1 - \frac{b_e}{2R}\right)^2} \tag{2.3}$$

Si ricavano quindi le dimensioni di una fondazione rettangolare equivalente, con le seguenti formulazioni

$$L' = l_{eff} = \sqrt{A_{eff}\frac{l_e}{b_e}} \tag{2.4}$$

$$B' = b_{eff} = l_{eff}\frac{b_e}{l_e} \tag{2.5}$$

Esistono in letteratura formulazioni analoghe, la seguente è quella riportata nel testo Foundation Engineering Handbook (1991).

$$A' = 2S = B'L' \tag{2.6}$$

$$S = \frac{\pi R}{2} - (e\sqrt{R^2 - e^2} + R^2 \sin^{-1}(e/R)) \tag{2.7}$$

$$L' = \left(2S\left(\frac{R+e}{R-e}\right)^{0,5}\right)^{0,5} \tag{2.8}$$

$$B' = L'\left(\frac{R-e}{R+e}\right)^{0,5} \tag{2.9}$$

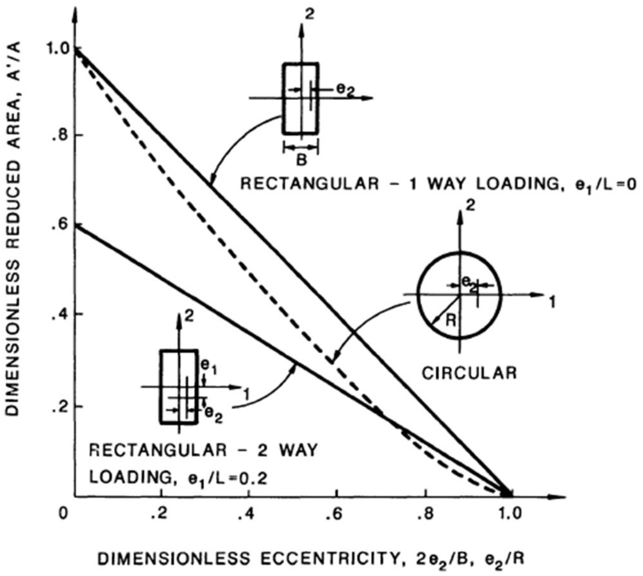

Figura 2-3: Variazione dell'area in funzione dell'eccentricità (Book Foundation Engineering Handbook, 1991)

2.3 Fondazioni Profonde

2.3.1 Generalità

Le principali fondazioni profonde sono quelle su pali. In funzione della modalità esecutiva si distinguono in pali infissi e trivellati. I primi possono essere posizionati per battitura, vibrazione o con tecniche combinate. In terreni non coesivi si ha spesso un addensamento del terreno circostante con conseguente miglioramento delle proprietà meccaniche. Nei terreni coesivi tale affermazione non è vera e risulta più complessa la trattazione. I pali trivellati invece comportano sempre una riduzione dello stato di sforzo iniziale, dovuto alla realizzazione del foro. Il getto successivo ripristina solo in parte le proprietà iniziali

2.3.2 Carico Limite di un palo

La capacità portante di un palo singolo è data dalla somma di due distinti contributi, la portata limite di base Q_b e la portata per attrito laterale Q_s. Si enuncia la condizione di equilibrio. Con W si indica il peso proprio:

$$Q_T + W = Q_b + Q_s \tag{2.10}$$

I due termini resistenti presentano caratteristiche ben differenti in quanto per essere mobilitati necessitano di spostamenti diversi. L’attrito laterale si mobilita prima della portata di base. Queste considerazioni sono importanti per analisi in esercizio. L’analisi è eseguita in condizioni drenate, la relazione del carico limite è la seguente:

$$q_{lim} = N_q\, \sigma'_{v0} \tag{2.11}$$

Il valore del coefficiente è in funzione dell’angolo di resistenza al taglio del terreno, della forma, della profondità relativa, e del meccanismo di rottura ipotizzato. Quest’ultima ipotesi incide notevolmente sul risultato. L’attrito laterale alla generica profondità mobilitato in un terreno sabbioso può essere posto pari ad:

$$f_z = K\, \sigma'_{v0} \tan\delta \tag{2.12}$$

2.4 Fondazioni a Pozzo, Modelli analitici

2.4.1 Comportamento Teorico

Si riporta, in figura 2-4, il comportamento generico di una fondazione a pozzo in seguito all'applicazione di un carico verticale di compressione.

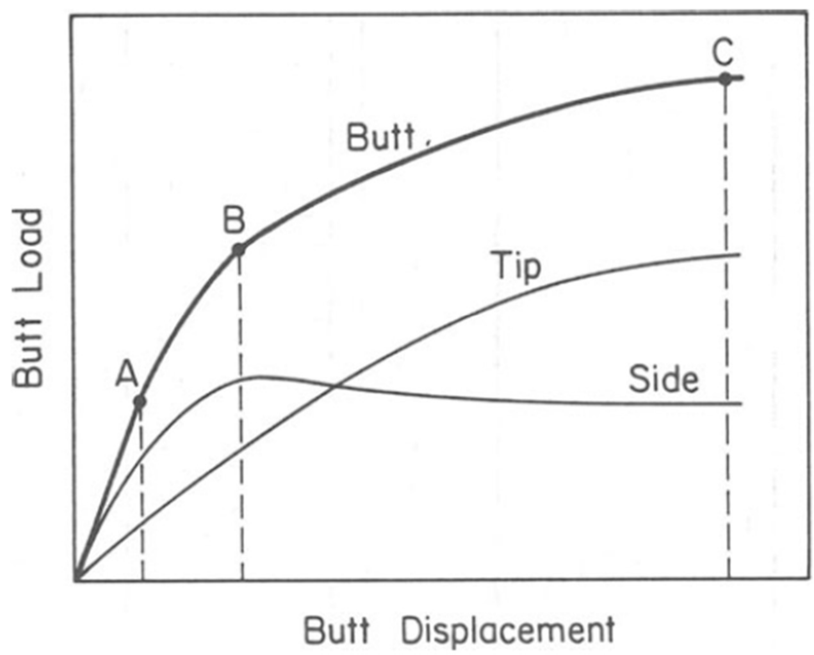

Figura 2-4: Curva Generica Carico-Spostamento
(Book Foundation Engineering Handbook, 1991)

Il comportamento della fondazione è differente al variare degli spostamenti. In una prima fase (punto A) si verifica un primo spostamento verso il basso, il quale inizia a mobilitare la resistenza a taglio del terreno. Il carico trasferito verticalmente risulta minore con l'aumentare della profondità. Incrementando il carico, si mobilita tutta la resistenza al taglio lungo le pareti della fondazione (punto B). Un ulteriore incremento del carico si trasferisce quindi alla base, fino a giungere a rottura (punto C). Si noti come la resistenza laterale venga mobilitata con spostamenti relativamente piccoli, ovvero minori di quelli che si ottengono al collasso della struttura. Il contributo di tale termine è molto influenzato dalla profondità della fondazione, e dalla sua estensione laterale. Nel caso in esame non presenta valori elevati, infatti il problema verrà ricondotto ad un caso di fondazione superficiale, con l'aggiunta di alcuni specifici cinematismi che si generano in fase di carico.

2.4.2 *Contributi di Resistenza di una fondazione a Pozzo*

La fondazione a pozzo, in generale, presenta due contributi resistenti. Il primo riguarda la capacità portante alla base. Nella trattazione si considera la formulazione di Vesic, precedentemente introdotta.

$$q_{lim} = q_0 N_q s_q d_q i_q g_q b_q + c s_c d_c i_c g_c b_c N_c + \frac{1}{2} B' \gamma' s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma N_\gamma \tag{2.13}$$

Il secondo contributo riguarda l’attrito laterale, il quale viene tutto mobilitato prima di raggiungere la resistenza ultima del terreno. La formulazione generale è la seguente

$$Q_{sc} = \int_{A_L} \tau(z)\, dz \tag{2.14}$$

Per una sezione circolare si assume la seguente formulazione:

$$Q_{sc} = \pi B \int_0^D \tau(z)\, dz \tag{2.15}$$

Analizzando la condizione drenata si può enunciare:

$$Q_{sc} = \pi B \int_0^D \sigma_x(z) \tan\delta\, dz \tag{2.16}$$

Dove con $\sigma_x(z)$ si indicano le tensioni normali alla superficie, e con $tan\delta$ l’angolo di attrito cls-terreno. Esprimendo le tensioni orizzontali si ottiene:

$$Q_{sc} = \pi B \int_0^D \bar{\gamma} z\, K(z) \tan\delta\, dz \tag{2.17}$$

Dove con $\bar{\gamma}$ si indica il valore effettivo del terreno (presenza di acqua,…), con $K(z)$ il coefficiente di sforzo orizzontale. In letteratura esistono diverse ipotesi per valutare l’angolo di attrito. Nelle analisi successive si eseguiranno le dovute considerazioni. Il parametro $K(z)$ è in funzione del coefficiente di spinta a riposo K_0. In particolare, tale valore si può esprimere come:

$$K_0 = (1 - \sin\varphi')\, OCR^{\sin\varphi'} \tag{2.18}$$

Noto il valore di K_0 si introducono gli effetti dovuti alla modalità di costruzione, di esecuzione e di carico. Studi presenti in letteratura, come quelli eseguiti da Kulhawy et al. (1983) evidenziano come il rapporto K/K_0 vari tra 1 e $2/3$. Se si seguono adeguate tecniche di costruzione, il disturbo del suolo può essere trascurabile e il valore posto quindi pari ad 1. La costruzione in presenza di acqua raffigura un caso intermedio. La velocità di costruzione è un parametro molto importante nell’analisi della resistenza lungo le pareti laterali. E’ preferibile realizzarle entro un’ora o due dalla realizzazione dello scavo. Un ulteriore parametro è la velocità di carico, o meglio dalla variazione del carico applicato. Nei ponti tale rapporto è generalmente piccolo e quindi tale fenomeno è trascurabile. Considerato quanto indicato, la resistenza laterale si può esprimere con tale relazione:

$$Q_{sc} = \pi B \frac{K}{K_0} \int_0^D \bar{\gamma} z \, K_0(z) \tan\delta \, dz \tag{2.19}$$

Nell'ipotesi di terreno omogeneo, con falda corrispondente al piano campagna si può enunciare come:

$$Q_{sc} = \pi B \frac{K}{K_0} \gamma' K_0 \tan\delta \int_0^D z \, dz \tag{2.20}$$

$$Q_{sc} = \pi B \frac{K}{K_0} \gamma' K_0 \tan\delta \, \frac{D^2}{2} \tag{2.21}$$

2.4.3 Equazione di Equilibrio Verticale

Si esprime l'equazione di equilibrio considerando le ipotesi appena descritte. In particolare, per il caso in esame il valore di sforzo normale agente alla base è pari ad:

$$N_{ed} = W + N_{ed,T} - Q_{sc} \tag{2.22}$$

Dove in condizione drenata l'effettivo valore del peso proprio, considerando la spinta idrostatica è pari ad:

$$W = A \left[\gamma_c D_w + (\gamma_c - \gamma_w)(D - D_w)\right] \tag{2.23}$$

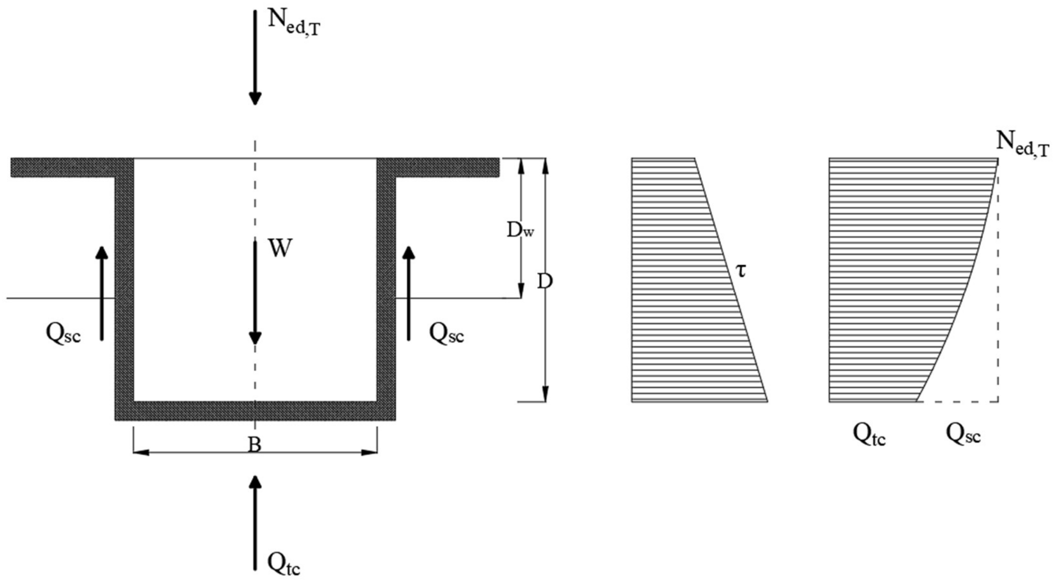

Figura 2-5: Azioni presenti nella fondazione a pozzo

Si noti come nel caso in esame, avendo una fondazione poco profonda, l'attrito laterale assumerà un contributo trascurabile.

2.5 Definizione delle azioni agenti

Si introduce il metodo base, non comprendente le ipotesi prima enunciate. I calcoli eseguiti verranno quindi confrontati con il seguente, al fine di analizzare l’influenza dei singoli fattori. Si considerano le azioni esterne applicate in sommità del pozzo di fondazione. Le sollecitazioni agenti alla base sono le seguenti:

$$N_{ed} = W + N_{ed,T} \tag{2.24}$$

$$H_{ed} = H_{ed,T} \tag{2.25}$$

$$M_{ed} = M_{ed,T} + H_{ed,T} \cdot D \tag{2.26}$$

Dove i termini indicati assumono il significato indicato in figura 2-6.

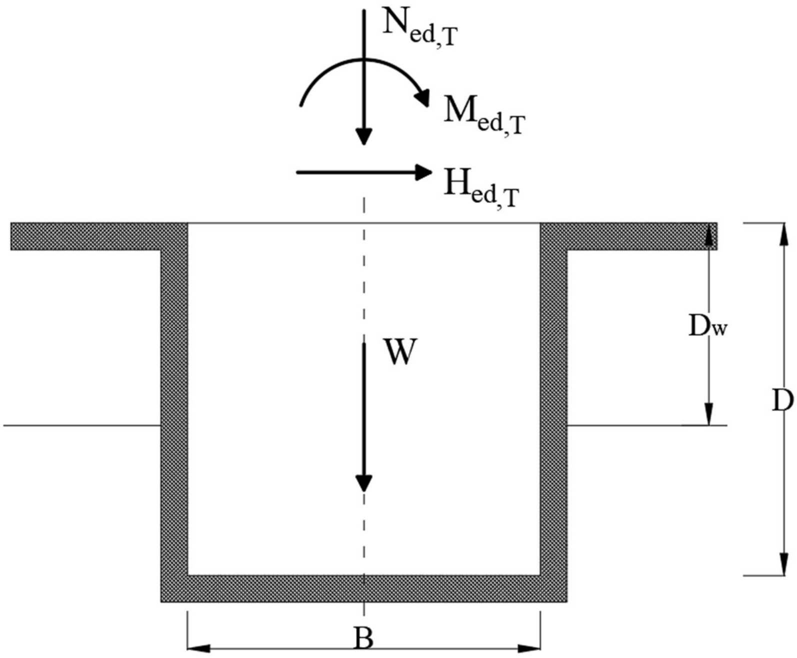

Figura 2-6: Modello di Riferimento.

2.6 Metodo Plastico con ipotesi di Frohlich (1936)

In questo paragrafo si analizza il comportamento della fondazione a pozzo, introducendo dei cinematismi, i quali alterano le sollecitazioni considerate alla base.

Le ipotesi considerate applicando tale modello sono le seguenti:

a) Si considera una rotazione rigida;
b) Si considera il calcolo in campo plastico imponendo il valore di γK_p come tangente della parabola in superficie, in quanto tale punto è quello più lontano dal centro di rotazione e di conseguenza presenta spostamenti notevoli, riuscendo così a mobilitare tutta la resistenza passiva;
c) All'aumentare della profondità si considera una distribuzione parabolica, non lineare, in quanto avendo spostamenti minori si mobilita parte della spinta passiva disponibile (se si mobilitasse tutta la spinta passiva si avrebbe una distribuzione triangolare lineare).
d) Si trascura il momento favorevole generato dalla coppia di forze verticali.

Si considera un cinematismo, il quale altera le azioni agenti alla base, ipotizzando due possibili situazioni: centro di rotazione superiore alla base del pozzo o al più coincidente con la base.

Si definisce con δ angolo di attrito cls – terreno, per la resistenza passiva si utilizza la relazione di Lancellotta:

$$\mathrm{K_p} = \left[\frac{\cos\delta}{1-\sin\varphi'} \cdot \left(\cos\delta + \sqrt{\sin^2\varphi' - \sin^2\delta}\right)\right] \cdot \exp\left(2\vartheta \cdot \tan\varphi'\right) \tag{2.27}$$

In cui θ è in radianti e fornisce:

$$2\vartheta = \sin^{-1}\left(\frac{\sin\delta}{\sin\varphi'}\right) + \delta \tag{2.28}$$

2.6.1 Rotazione superiore alla base

Si ricava il valore del momento favorevole dato dalla spinta passiva considerando l'integrale della parabola calcolato a partire della distribuzione delle tensioni, ipotizzate paraboliche dalla teoria di Frohlich (1936).

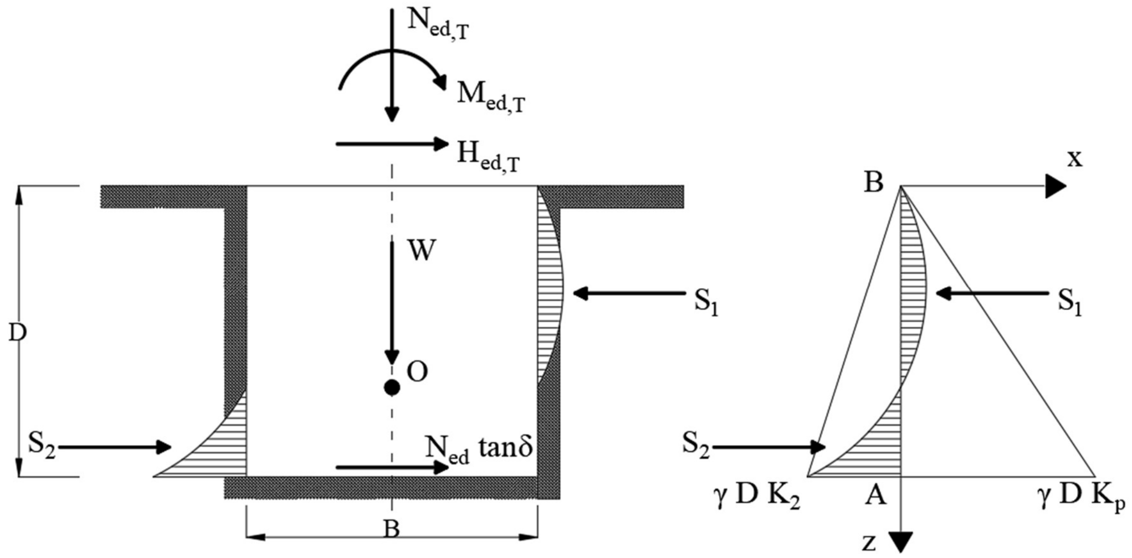

Figura 2-7: Distribuzione delle tensioni.

In particolare, si inizia ponendo le condizioni al contorno. Si definisce con A il punto alla base, mentre con B il punto in superficie. Si considera un sistema di riferimento (x, z), orientato come indicato in figura 2-7. In particolare, si pone:

$$\mathrm{A} = (-\gamma\ \mathrm{D}\ \mathrm{K}_2\ , \mathrm{D}) \tag{2.29}$$

$$\mathrm{B} = (0{,}0) \tag{2.30}$$

$$\text{Tangente in B} = \gamma\ \mathrm{K_p} \tag{2.31}$$

Si enunciano i calcoli, la distribuzione delle tensioni orizzontali può essere ipotizzata parabolica, mediante la seguente relazione. Si applica quindi la prima condizione al contorno:

$$\sigma_x = az^2 + bz + c \tag{2.32}$$

$$\mathrm{B}(0{,}0) \rightarrow c = 0 \tag{2.33}$$

Si applica la condizione al contorno sulla tangenza nel punto B, essendo il punto che presenta il maggior spostamento in seguito alla rotazione rigida. Si ottiene:

$$\sigma_x{}' = 2az + b \tag{2.34}$$

$$\sigma_x'(0,0) = \gamma\, K_p \rightarrow b = \gamma\, K_p \tag{2.35}$$

Infine, si applica la condizione alla base:

$$\sigma_x = az^2 + bz + c \tag{2.36}$$

$$A(-\gamma\, D\, K_2\,, D) \rightarrow a = -\frac{1}{D}\gamma\,(K_2 + K_p) \tag{2.37}$$

Si ottiene quindi la seguente distribuzione delle tensioni:

$$\sigma_x(z) = -\frac{1}{D}\gamma\,\left(K_2 + K_p\right)z^2 + \gamma\, K_p z \tag{2.38}$$

Per determinare il valore di K_2 si esegue l’equilibrio alla traslazione orizzontale, ponendo:

$$S_1 - S_2 = H_{ed} + N_{ed}\tan\delta \tag{2.39}$$

Dove i valori S_1, S_2 sono i seguenti:

$$S_1 = \int_0^{z_0} \sigma_x(z)\ dz \tag{2.40}$$

$$S_2 = \int_{z_0}^{D} \sigma_x(z)\ dz \tag{2.41}$$

Si ottiene K_2 dalla seguente relazione:

$$K_2\gamma = \frac{1}{2}\left(K_p\gamma - \frac{6\,(H_{ed} + N_{ed}\tan\delta)}{B\, D^2}\right) \tag{2.42}$$

Sostituendo si ricava il valore di σ_x in funzione del valore di K_p:

$$\sigma_x(z) = -\frac{1}{D}\gamma\,\left(K_2 + K_p\right)z^2 + \gamma\, K_p z \tag{2.43}$$

$$\sigma_x(z) = -\frac{1}{D}\left(\frac{1}{2}K_p\gamma - \frac{3\,(H_{ed} + N_{ed}\tan\delta\,)}{B\, D^2} + K_p\gamma\right)z^2 + \gamma\, K_p z \tag{2.44}$$

$$\sigma_x(z) = -\frac{3}{2}\frac{1}{D}\, K_p\gamma\, z^2 + \frac{3\,(H_{ed} + N_{ed}\tan\delta\,)}{B\, D^3}\, z^2 + \gamma\, K_p z \tag{2.45}$$

Si moltiplica il tutto per il diametro, per considerare la superficie di applicazione:

$$\sigma_x(z) = -\frac{3}{2}\frac{1}{D}\, K_p B\,\gamma\, z^2 + \frac{3\,(H_{ed} + N_{ed}\tan\delta\,)}{D^3}\, z^2 + \gamma\, B\, K_p z \tag{2.46}$$

Si verifica come ponendo $z = 0$ si ottenga $\sigma_x = 0$, mentre ponendo $z = D$ si ricava:

$\sigma_x = -K_2\gamma$

Si determina il centro di rotazione calcolando la quota per la quale si annullano le tensioni, escludendo la soluzione ovvia pari ad $z = 0$:

$$z_0 = \frac{2\gamma B K_p D^3}{3\left(-\gamma B K_p D^2 + 2\,(H_{ed} + N_{ed}\tan\delta)\right)} \tag{2.47}$$

Si ottiene quindi il valore della spinta passiva totale:

$$S = S_1 - S_2 = \int_0^D \sigma_x(z)\ dz = H_{ed} + N_{ed}\tan\delta \tag{2.48}$$

Definito l'andamento delle tensioni si definisce di seguito l'andamento delle sollecitazioni, in particolare, al netto dell'eventuale spinta idrostatica si ottiene:

$$N_{ed}(z) = N_{ed}\left[1 + \frac{\pi\, B^2}{4}\ \gamma_{cls}\ z\right] \tag{2.49}$$

Il quale alla base diviene, al netto dell'eventuale spinta idrostatica, pari ad:

$$N_{ed}(z = D) = N_{ed}\left[1 + \frac{\pi\, B^2}{4}\ \gamma_{cls}\ D\right] \tag{2.50}$$

Si analizza la variazione di sforzo orizzontale, pari ad:

$$V_{ed}(z) = \int -\sigma_x\ (z)\ dz \tag{2.51}$$

$$V_{ed}(z) = -\left(\frac{H_{ed} + N_{ed}\tan\delta}{D^3}\ z^3 - \frac{\gamma\ B\ K_p}{2\ D} z^3 + \frac{1}{2}\ \gamma\ B\ K_p\ z^2 + C_1\right) \tag{2.52}$$

Imponendo la condizione al contorno, considerando le azioni in sommità del pozzo di fondazione si ottiene:

$$V_{ed}(z = 0) = H_{ed} \rightarrow C_1 = -H_{ed} \tag{2.53}$$

$$V_{ed}(x) = H_{ed} - \left[\frac{H_{ed} + N_{ed}\tan\delta}{D^3}\ z^3 - \frac{\gamma\ B\ K_p}{2\ D} z^3 + \frac{1}{2}\ \gamma\ B\ K_p\ z^2\right] \tag{2.54}$$

il quale alla base diviene pari ad:

$$V_{ed}(z = D) = H_{ed} - (H_{ed} + N_{ed}\tan\delta) \tag{2.55}$$

$$V_{ed}(z = D) = -\ N_{ed}\tan\delta \tag{2.56}$$

Si definisce infine il comportamento del momento flettente integrando il taglio:

$$M_{ed}(z) = \int V_{ed}\ (z)\ dz \tag{2.57}$$

$$M_{ed}(z) = H_{ed} z - \left(\left(\frac{(H_{ed} + N_{ed}\tan\delta\ )}{4\ D^3} - \frac{\gamma\ B\ K_p}{8\ D}\right) z^4 + \frac{1}{6}\ \gamma\ B\ K_p\ z^3\right) + C_2 \tag{2.58}$$

Imponendo analogamente alla precedente la condizione al contorno si ottiene:

$$M_{ed}(z = 0) = M_{ed} \rightarrow C_2 = M_{ed} \tag{2.59}$$

$$M_{ed}(z) = M_{ed} + H_{ed}z - \left(\left(\frac{(H_{ed} + N_{ed}\tan\delta)}{4\,D^3} - \frac{\gamma\,B\,K_p}{8\,D}\right)z^4 + \frac{1}{6}\,\gamma\,B\,K_p\,z^3\right) \tag{2.60}$$

Il momento, favorevole, alla base dato da tale forza, nell'ipotesi di centro di rotazione superiore alla base è il seguente:

$$M_0 = \frac{1}{24}\gamma\,K_p D^3 B + \frac{(H_{ed} + \tan\delta\,V_{ed})\,D}{4} \tag{2.61}$$

Perciò si ricava il momento agente alla base:

$$M_{ed}(z = D) = M_{ed,T} + H_{ed}D - \left(\frac{1}{24}\gamma\,K_p D^3 B + \frac{(H_{ed} + \tan\delta\,V_{ed})\,D}{4}\right) \tag{2.62}$$

Nell'ipotesi di considerare il momento in sommità derivante da un'azione orizzontale, l'espressione può essere riscritta come:

$$M_{ed,T} = H_{ed}\,b \tag{2.63}$$

$$M_{ed}(z = D) = H_{ed}\,(D + b) - \left(\frac{1}{24}\gamma\,K_p D^3 B + \frac{(H_{ed} + \tan\delta\,V_{ed})\,D}{4}\right) \tag{2.64}$$

2.6.2 Rotazione alla base

Si analizza la situazione in cui il centro di rotazione ricade sotto o al più alla base. Si considera il seguente cinematismo, ipotizzando sempre il centro di rotazione coincidente con la base.

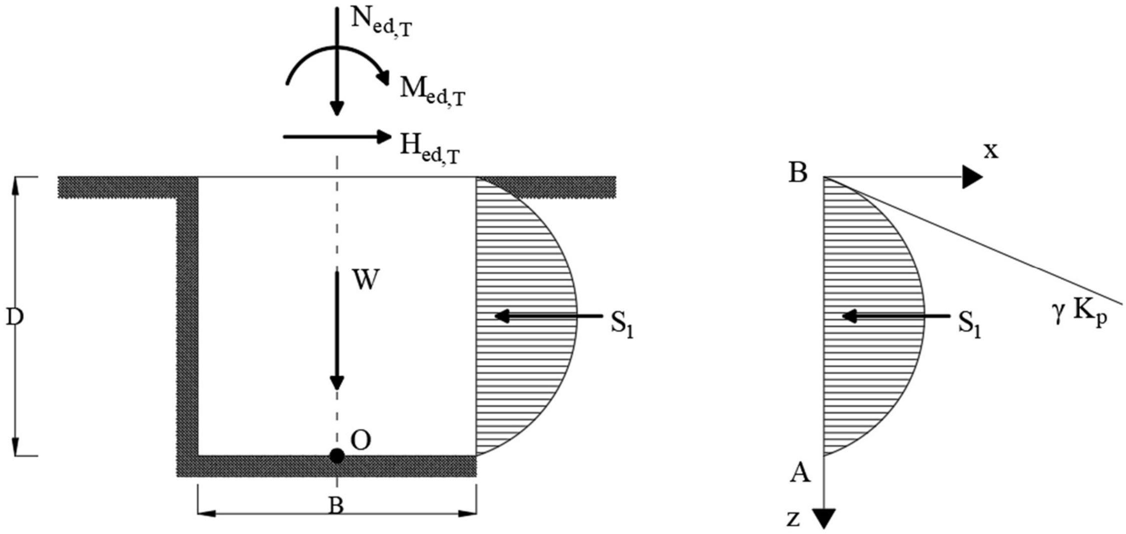

Figura 2-8: Schema di Calcolo, ipotesi centro di rotazione alla base.

Si ricava il valore della spinta passiva S_1 considerando l'integrale della parabola, imponendo le condizioni al contorno riguardante la tangenza della parabola in superficie ed il valore della stessa in due punti precisi. In particolare, si pone, analogamente a quanto svolto in precedenza:

$$A = (0, D) \tag{2.65}$$

$$B = (0,0) \tag{2.66}$$

$$\text{Tangente in B} = \gamma\, K_p \tag{2.67}$$

Si enunciano i calcoli:

$$\sigma_x = az^2 + bz + c \tag{2.68}$$

$$B(0,0) \rightarrow c = 0 \tag{2.69}$$

$$\sigma_x{}' = 2az + b \tag{2.70}$$

$$\sigma_x{}'(0,0) = \gamma\, K_p \rightarrow b = \gamma\, K_p \tag{2.71}$$

$$\sigma_x = az^2 + bz + c \tag{2.72}$$

$$A(0, D) \rightarrow a = -\frac{1}{D}\gamma\, K_p \tag{2.73}$$

Si ottiene la seguente distribuzione delle tensioni:

$$\sigma_x(z) = -\frac{1}{D}\gamma\, K_p z^2 + \gamma\, K_p z \tag{2.74}$$

Si moltiplica il tutto per il diametro, per considerare la superficie di applicazione

$$\sigma_x(z) = -\frac{1}{D}\gamma\, B\, K_p z^2 + \gamma\, B\, K_p z \tag{2.75}$$

Si ricava la spinta totale:

$$S_1 = \int_0^H \sigma_x(z)\, dz = \frac{1}{6}\gamma\, K_p D^2 B \tag{2.76}$$

Definito l'andamento delle tensioni si definisce quindi l'andamento delle sollecitazioni, in particolare, lo sforzo normale al netto di una eventuale spinta idrostatica è pari ad:

$$N_{ed}(z) = N_{ed}\left[1 + \frac{\pi\, D^2}{4}\gamma_{cls}\, z\right] \tag{2.77}$$

Il quale alla base diviene, al netto di una eventuale spinta idrostatica, pari ad:

$$N_{ed}(z = D) = N_{ed}\left[1 + \frac{\pi\, D^2}{4}\gamma_{cls}\, D\right] \tag{2.78}$$

Si analizza la variazione di sforzo orizzontale, pari ad:

$$V_{ed}(z) = \int -\sigma_x(z)\, dz \tag{2.79}$$

$$V_{ed}(z) = -\left(\frac{\gamma\, B\, K_p\, z^2(3D - 2z)}{6D} + C_1\right) \tag{2.80}$$

Imponendo la condizione al contorno, considerando le azioni in sommità del pozzo di fondazione si ottiene:

$$V_{ed}(z = 0) = H_{ed} \rightarrow C_1 = -H_{ed} \tag{2.81}$$

$$V_{ed}(z) = H_{ed} - \frac{\gamma\, B\, K_p\, z^2(3D - 2z)}{6D} \tag{2.82}$$

Ottenendo alla base il seguente valore

$$V_{ed}(z = D) = H_{ed} - \frac{1}{6}\gamma\, K_p D^2 B \tag{2.83}$$

Tale valore è coerente con la trattazione precedente in quanto si trattava l'equilibrio alla traslazione orizzontale, ponendo S_1 come segue:

$$S_1 = H_{ed} + N_{ed}\tan\delta \tag{2.84}$$

Si noti così come la relazione precedente comporti un risultato coerente, anche se l'ipotesi di considerare il centro di rotazione coincidente sempre con la base comporta la perdita di tale equilibrio, che viene verificato solo quando effettivamente il centro di rotazione è alla base. Nel caso sia superiore si ottiene uno sforzo alla base differente. Infatti, si pone:

$$H_{ed} - \frac{1}{6}\gamma\, K_p D^2 H = -N_{ed}\tan\delta \tag{2.85}$$

Si definisce infine il comportamento del momento flettente:

$$M_{ed}(z) = \int V_{ed}(z)\, dz \tag{2.86}$$

$$M_{ed}(z) = H_{ed} z - \frac{\gamma\, B\, K_p\, z^3(2D - z)}{12D} + C_2 \tag{2.87}$$

Imponendo analogamente alla precedente la condizione al contorno si ottiene:

$$M_{ed}(z = 0) = M_{ed} \rightarrow C_2 = M_{ed} \tag{2.88}$$

$$M_{ed}(z) = M_{ed} + H_{ed} z - \frac{\gamma\, B\, K_p\, z^3(2D - z)}{12D} \tag{2.89}$$

Il momento, favorevole, alla base dato da tale forza, nell'ipotesi di centro di rotazione coincidente con la base è quindi il seguente:

$$M_0 = \frac{1}{12}\gamma\, K_p D^3 B \tag{2.90}$$

Si ricava il momento agente alla base:

$$M_{ed}(z = H) = M_{ed,T} + H_{ed} D - \frac{1}{12}\gamma\, K_p D^3 B \tag{2.91}$$

Nell'ipotesi di considerare il momento in sommità derivante da un'azione orizzontale, l'espressione può essere riscritta come:

$$M_{ed,T} = H_{ed}\, b \tag{2.92}$$

$$M_{ed}(z = D) = H_{ed}\,(D + b) - \frac{1}{12}\gamma\, K_p D^3 B \tag{2.93}$$

2.6.3 Distinzione tra i casi enunciati

Per determinare in quale casistica si ricade si può eseguire il calcolo col primo metodo, determinando il valore di x_0. Se il valore di x_0 supera la profondità del pozzo di fondazione si ricade nel primo caso e si assume quindi il centro di rotazione coincidente con la base.

$$z_0 \leq D \ \rightarrow \text{Caso 1} \tag{2.94}$$

$$z_0 > D \ \rightarrow \text{Caso 2} \tag{2.95}$$

Analogamente si può determinare il caso in cui si ricade mediante l'equilibrio alla traslazione orizzontale. Si ricade nel metodo 2 se è soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$H_{ed} + N_{ed} \tan\delta \geq S_1 \tag{2.96}$$

$$H_{ed} + N_{ed} \tan\delta \geq \frac{1}{6}\gamma\, K_p D^2 B \tag{2.97}$$

Questa disequazione rappresenta un equilibrio alla traslazione orizzontale, in quanto $N_{ed}\ tan\delta$ rappresenta il termine legato all'attrito, termine che si mobilita fin da subito. Fino a quando $H_{ed} + N_{ed}\ tan\delta$ supera il valore di S_1 si cade nel secondo caso in quanto per soddisfare l'equilibrio alla traslazione orizzontale la parabola deve avere una lunghezza $z_0 \geq D$.

3. Prove sperimentali di Riferimento

3.1 Modalità Prova Sperimentale: Centrifuga Geotecnica

3.1.1 Generalità

Le prove sperimentali utilizzate come riferimento per la calibrazione del modello numerico, sono state svolte mediante l'uso di una centrifuga geotecnica. Il macchinario permette di simulare, con modelli in scala, il comportamento di un insieme struttura-terreno. Durante la campagna di sperimentazione sono state eseguite diverse tipologie di prove. Il modello fisico della struttura, realizzato in scala, viene posto sul macchinario e capovolto. Mediante tecniche specifiche, si è simulato un terreno avente comportamento drenato. A questo punto, la prova inizia e la scatola contenente il modello comincia a girare, generando una forza centrifuga in funzione della velocità angolare assegnata (Ciancimino et al., submitted)

Figura 3-1: Foto di una centrifuga geotecnica (centrifugacion.org).

3.1.2 Cenni sul moto rotatorio

La modalità di prova genera un moto circolare uniforme. Le azioni applicate, quindi, sfruttano la forza centrifuga. In particolare, il moto circolare uniforme segue la seguente formulazione.

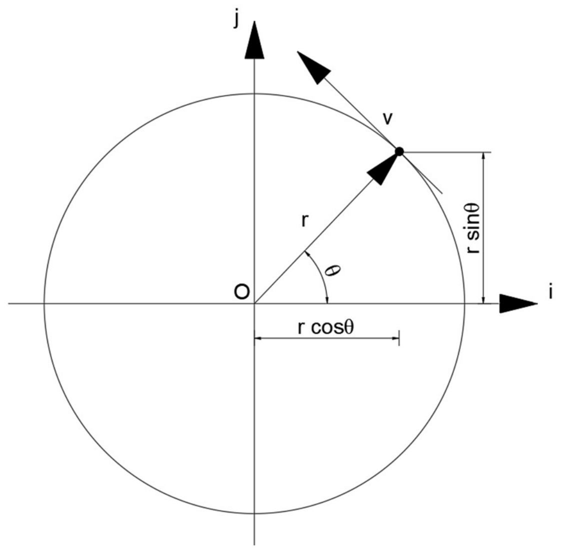

Figura 3-2: Moto circolare uniforme

La posizione di un punto generico è data dalla seguente relazione:

$$\bar{r} = r\cos\theta\, i + r\sin\theta\, j \tag{3.1}$$

La velocità si ricava derivando la posizione nel tempo:

$$\bar{v} = \frac{d\bar{r}}{dt} = r(-\sin\theta)\dot{\theta}\, i + r\,(\cos\theta)\dot{\theta}\, j \tag{3.2}$$

È nota la velocità, in funzione della velocità angolare. Si conosce la seguente relazione:

$$v = r\,\dot{\theta} \tag{3.3}$$

Ricavando la velocità angolare e sostituendola nella precedente si ricava la seguente:

$$\bar{v} = (-\,v\sin\theta)\, i + \ (v\cos\theta)\, j \tag{3.4}$$

Analogamente si può determinare il vettore accelerazione:

$$\bar{a} = \frac{d\bar{v}}{dt} = -v(\cos\theta)\dot{\theta}\, i + v\,(-\sin\theta)\dot{\theta}\, j \tag{3.5}$$

Sostituendo la velocità angolare si ricava l'accelerazione centrifuga pari ad:

$$\bar{a} = -\frac{v^2}{r}(\cos\theta\, i + \sin\theta\, j) \tag{3.6}$$

Se si considera una direzione radiale, la forza esercitata durante la rotazione del modello è la seguente:

$$F = m\frac{v^2}{r} \tag{3.7}$$

3.2 Leggi di Scala

3.2.1 Leggi di scala, applicazione

La prova è condotta realizzando un modello in scala della struttura da analizzare, denominato prototipo. Definito con N il fattore di scala, è possibile legare ogni grandezza del modello, alle grandezze del prototipo. Si esplicita un esempio. Si considerino due strutture, una scalata N volte rispetto al prototipo. La struttura reale è caricata dalla forza di gravità. (Madabhushi, 2014)

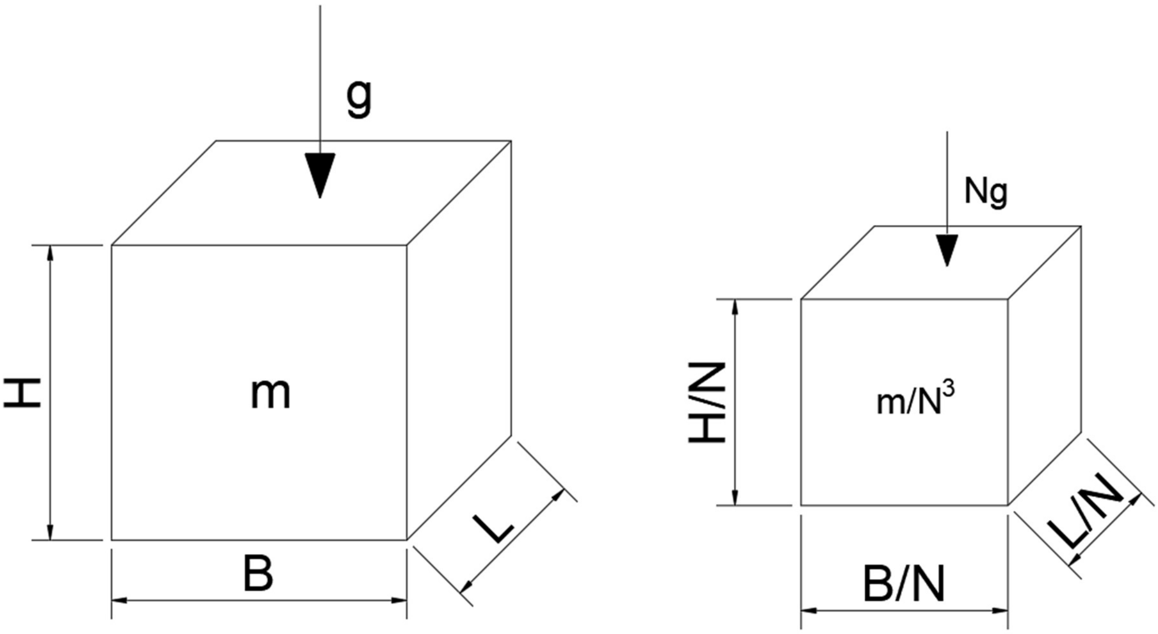

Figura 3-3: Esempio strutture scalate fattore N (modified from Madabhushi, 2014)

Lo sforzo verticale alla base della struttura non scalata è calcolato come segue:

$$\sigma_v = \frac{m\,g}{A} = \frac{m\,g}{B\,L} \tag{3.8}$$

Il modello in scala analogamente, presenta delle tensioni verticali pari ad:

$$\sigma_v^* = \frac{\frac{m}{N^3}\ Ng}{\frac{A}{N^2}} = \frac{\frac{m}{N^3}\ Ng}{\frac{B}{N}\ \frac{L}{N}} = \sigma_v \tag{3.9}$$

Si noti come il campo tensionale, rispettando questa modalità di prova risulti invariato. Analogamente quindi risulta invariato il campo deformativo. Eseguendo questo ragionamento per le diverse grandezze si giunge alle leggi di scala indicate nella tabella 3-1.

Tabella 3-1: Leggi di Scala (modified from Madabhushi, 2014)

Grandezza	**Fattore di Scala (modello:prototipo)**
Lunghezza	$1:N$
Accelerazione	N
Densità	1
Tensioni	1
Deformazioni	1
Spostamenti	$1:N$
Permeabilità	1
Gradiente Idraulico	N
Frequenza dei carichi	N
Tempo (Effetti inerziali)	$1/N$
Tempo (Filtrazione, consolidazione, diffusione)	$1/N^2$

3.2.2 Problematiche della Prova

La modellazione con questa tipologia di centrifuga genera l'insorgere di una problematica riguardo al parametro N. Si è definita nel paragrafo precedente l'accelerazione centrifuga. Essa varia col raggio. Quindi si evidenzia come il parametro N in realtà non sia univoco lungo tutto il modello che caratterizza la prova. La grandezza costante è la velocità angolare. Si deve di conseguenza definire un punto di riferimento, dove il parametro N risulti quello indicato:

$$N\,g = r\,\dot{\theta} \tag{3.10}$$

Si può dimostrare come l'errore commesso assumendo un fattore di scala costante sia minimizzato (circa del 4%) ponendo come riferimento un punto ad una profondità pari a $2/3$ del modello (Madabhushi, 2014)

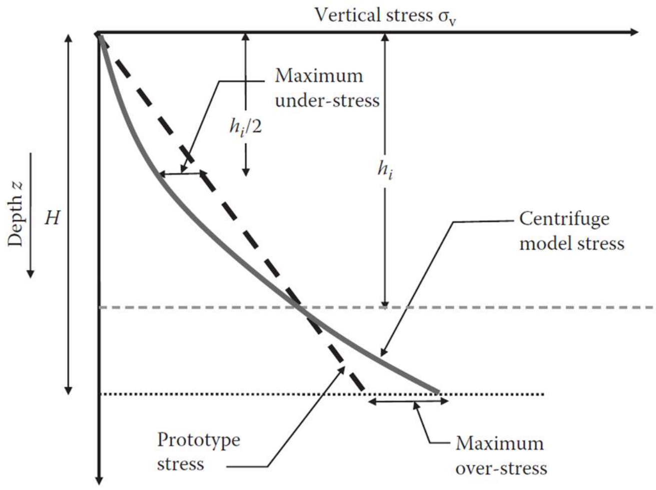

Figura 3-4: Variazione dell'errore al variare della profondità (from Madabhushi, 2014).

3.3 Parametri del Prototipo

Il prototipo usato nelle prove sperimentali di riferimento è caratterizzato dalle proprietà riportate in tabella 3-2. Sono state eseguite diverse tipologie di prove, l'analisi a capacità portante verticale e delle prove di pushover. Si è posta una massa in testa pari a 1,05 MN, comprendente il peso proprio dell'impalcato 0,9 MN ed il peso proprio della pila.

Tabella 3-2: Confronto Proprietà prototipo – modelli realizzati

Grandezza	Prototipo
Diametro	2, 00 m
Profondità fondazione	2,00 m / 4,00 m*
Massa in Testa	1,05 MN
Distanza Massa in testa dalla parte inferiore della fondazione	8,80 m / 10,80 m*
Distanza Punto di applicazione forza nella prova pushover e base fondazione	6,10 m / 8,10 m*
Braccio della centrifuga	–

* Modello per analisi dell'incidenza del fenomeno di scalzamento (fondazione 4m)

La massa in testa è stata definita partendo dai dati di capacità portante puramente verticale, considerando un fattore di sicurezza pari ad 8. Si evidenzia come il fattore di scala per la massa in testa non sia 50.

Durante la prova è stato ipotizzato che il meccanismo di rottura influenzi uno strato di terreno pari a due volte il diametro al di sotto della fondazione. Come enunciato in precedenza per minimizzare gli errori si considera un punto posto a $2/3$ di tale profondità (Madabhushi, 2014). Quindi in tale punto si pone:

$$\dot{\theta}^2 r = N\,g \tag{3.11}$$

Dove il raggio è dato dalla somma del braccio della centrifuga, dalla distanza della massa in testa dalla parte superiore della fondazione e dai due terzi della profondità dello strato di terreno influenzato dal meccanismo di rottura. Si determina quindi la velocità angolare della prova pari ad:

$$\dot{\theta} = \sqrt{N\,\frac{g}{r}} = \sqrt{50\,\frac{g}{1}} = 22{,}15\ \mathrm{rad/sec} \tag{3.12}$$

Si calcola quindi il valore effettivo del fattore di scala utilizzato per la massa in testa:

$$N = \dot{\theta}^2\,\frac{r}{g} = 22{,}15^2\,\frac{0{,}8}{g} = 40 \tag{3.13}$$

Dove r è il raggio effettivo delle masse

Si rappresenta in figura 3-5 il prototipo corrispondente:

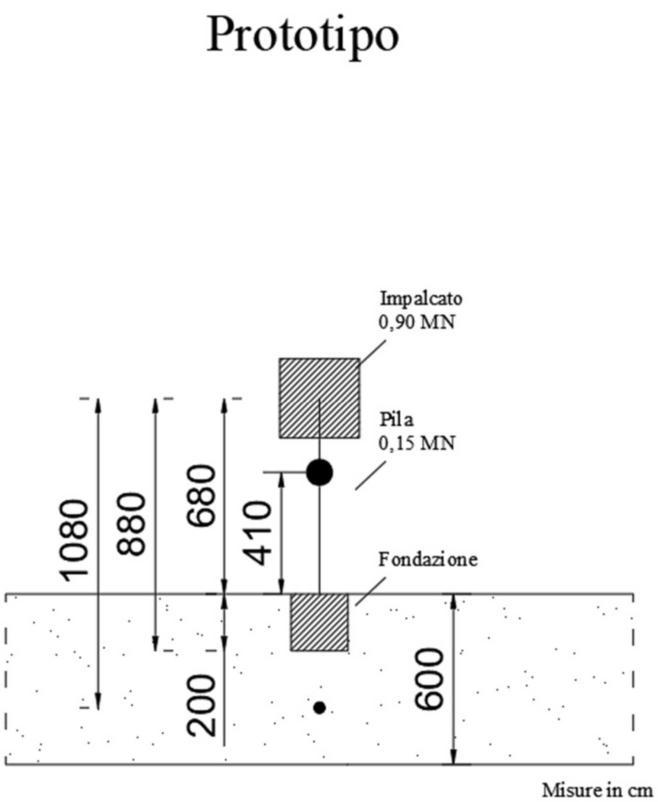

Figura 3-5: Schema del prototipo di riferimento (fondazione 2m).

3.4 <u>Risultati</u>

Durante la campagna sperimentale sono state condotte prove a carico verticale e prove pushover monotone, sia nella situazione con erosione uniforme, sia con scalzamento localizzato. Il modello in scala è rappresentato in figura 3-6.

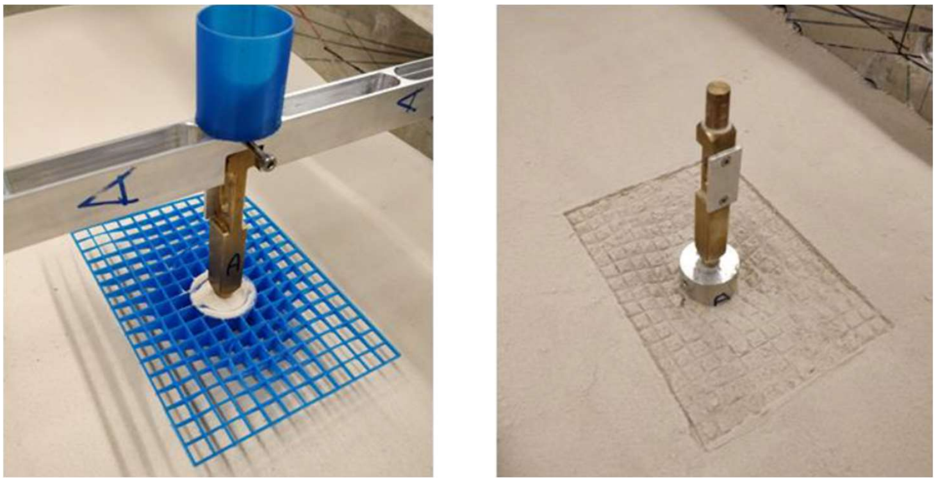

Figura 3-6: Modello campagna sperimentale (Ciancimino et al, submitted)

In particolare, è stata determinata la superficie di scalzamento, rappresentata in figura 3-7, utilizzata dopo una semplificazione, all'interno dei modelli numerici tridimensionali.

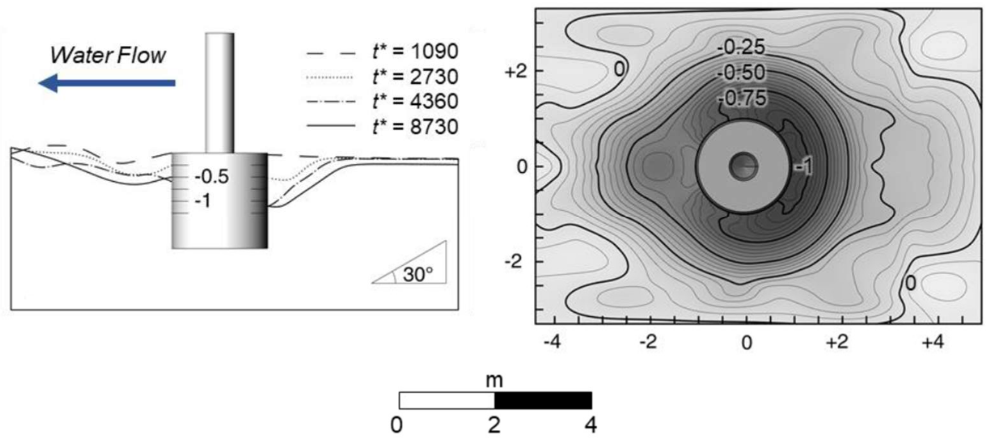

Figura 3-7: Superficie di Scalzamento (Ciancimino et al, submitted)

I risultati ottenuti dalla prova verticale, in situazione con scalzamento nullo oppure con scalzamento localizzato sono stati rappresentati in figura 3-8. Gli autori hanno inoltre definito il punto di rottura.

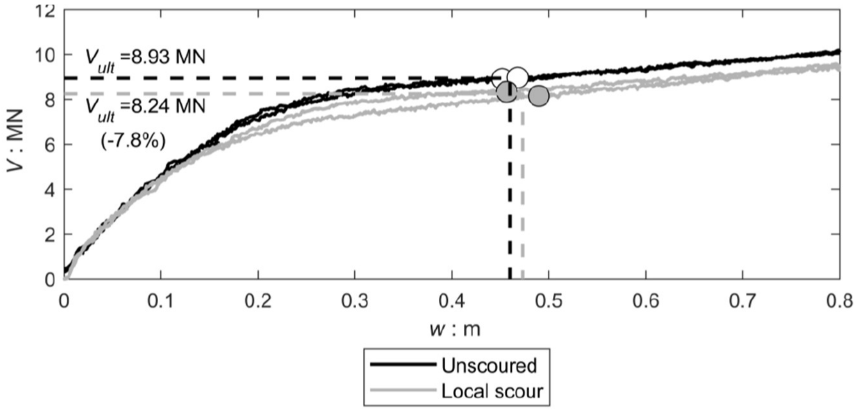

Figura 3-8: Curva Sforzo-Deformazione Sperimentale (Ciancimino et al, submitted)

Analogamente, per le prove pushover, eseguite lungo le diverse direzioni, si sono realizzate le curve momento rotazione, individuando i punti di rottura, partendo da misurazioni di forza orizzontale e spostamento orizzontale in diversi punti. Inoltre, nella figura 3-9 si rappresenta la curva al netto del momento del secondo ordine derivante dallo spostamento della massa in testa, rispetto al baricentro alla base.

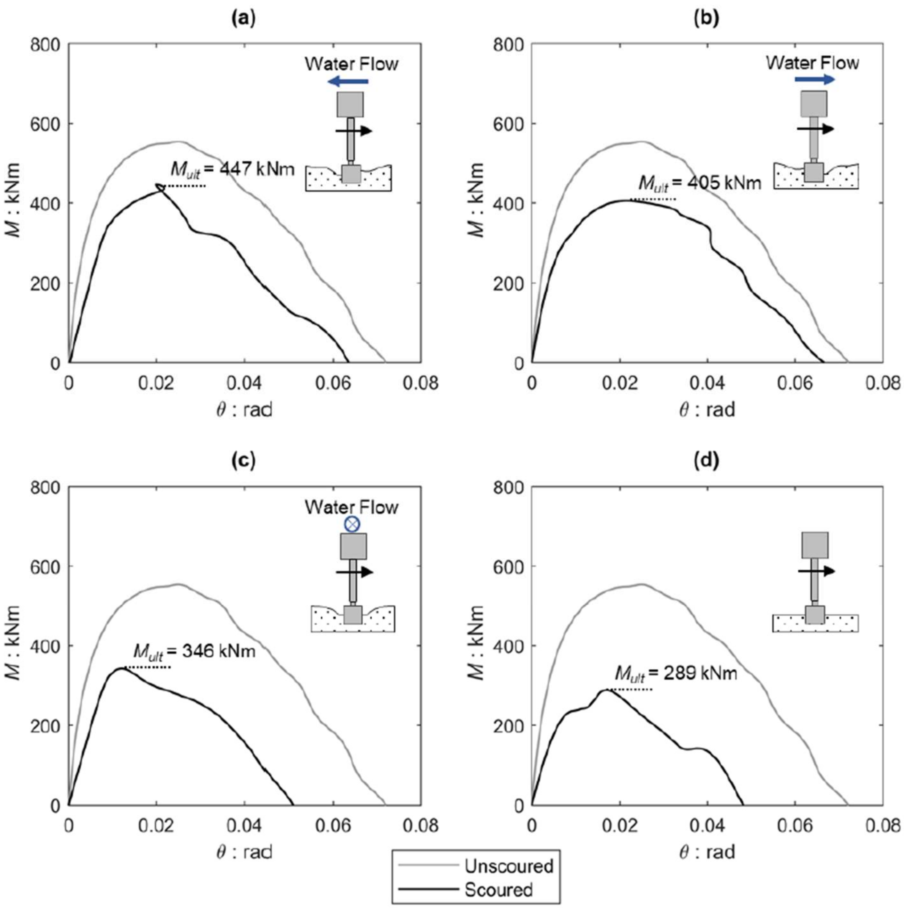

Figura 3-9: Curve Momento-Rotazioni Sperimentali (Ciancimino et al, submitted)

4. Proprietà del terreno utilizzato nelle prove sperimentali

4.1 Peso Specifico del Terreno

Il terreno utilizzato durante la campagna sperimentale è stato analizzato in laboratorio. Si sono quindi determinate le seguenti proprietà:

Tabella 4-1: Proprietà del Terreno (Ciancimino et al, submitted)

Grandezza	Valore	Grandezza	Valore
Indice vuoti e_0	0,55	Densità Specifica G_s	2,65
Indice vuoti massimo e_{max}	0,87	Grado di Saturazione S	1
Indice vuoti minimo e_{min}	0,50	Coesione	0
Densità del terreno	$2065\ kg/m^3$	Peso specifico del terreno	$20,25\ kN/m^3$
Profondità Falda	0,00 m	Peso specifico considerato	$10,44\ kN/m^3$

Dove la densità del terreno è stata ricavata dai dati precedentemente esposti mediante la seguente relazione:

$$\rho = \frac{G_S + Se_0}{1 + e_0} \rho_w \tag{4.1}$$

4.2 Parametri Elastici

La campagna sperimentale ha fornito dei dati necessari per definire i parametri da utilizzare nelle analisi numeriche, ipotizzando di modellare il terreno alla mohr-coulomb, modello elastico perfettamente plastico. I parametri del modello costitutivo sono legati dalle seguenti equazioni. Basta quindi conoscere solo una coppia dei quattro valori:

$$E = \frac{9\,K\,G}{3K + G} \qquad v = \frac{3K - 2G}{2(3K + G)} \tag{4.2}$$

$$G = \frac{E}{2\,(1 + v)} \qquad K = \frac{E}{3\,(1 - 2v)} \tag{4.3}$$

Sono state ricavate in fase sperimentale da Buhler et al. (2019) due curve sperimentali sforzo deformazione mediante prova triassiale, analizzate con due stati tensionali diversi pari a 200 kpa e 400 kpa. Si procede in entrambe a determinare il modulo elastico secante corrispondente al 50% della deformazione ultima, denominato E_{50}.:

$$\mathrm{E}_{50} = \frac{\mathrm{q}_{50}}{\varepsilon_{50}} \tag{4.4}$$

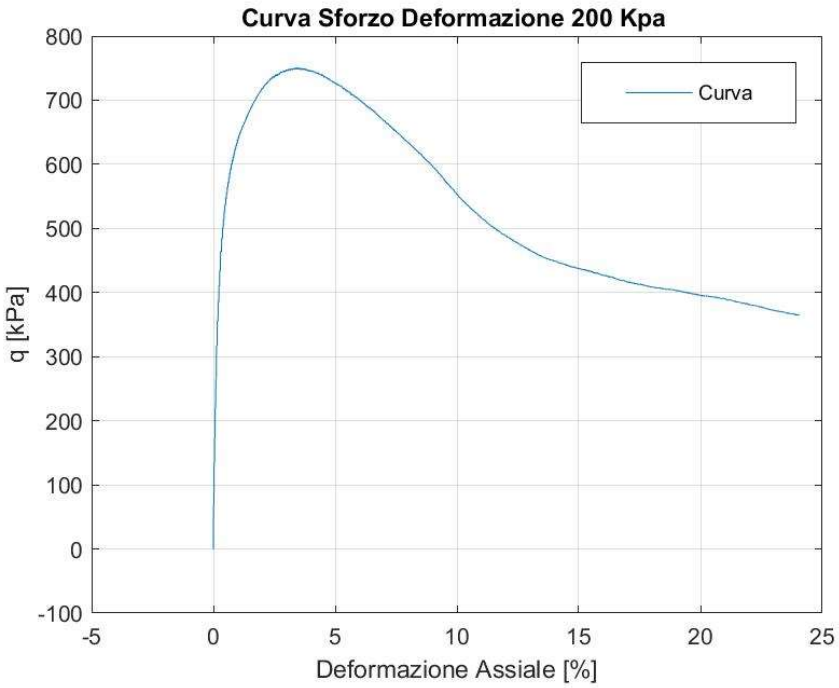

Figura 4-1: Curva Sforzo deformazione prova Triassiale Carico 200 kPa. (dati sperimentali da Buher et al. 2019)

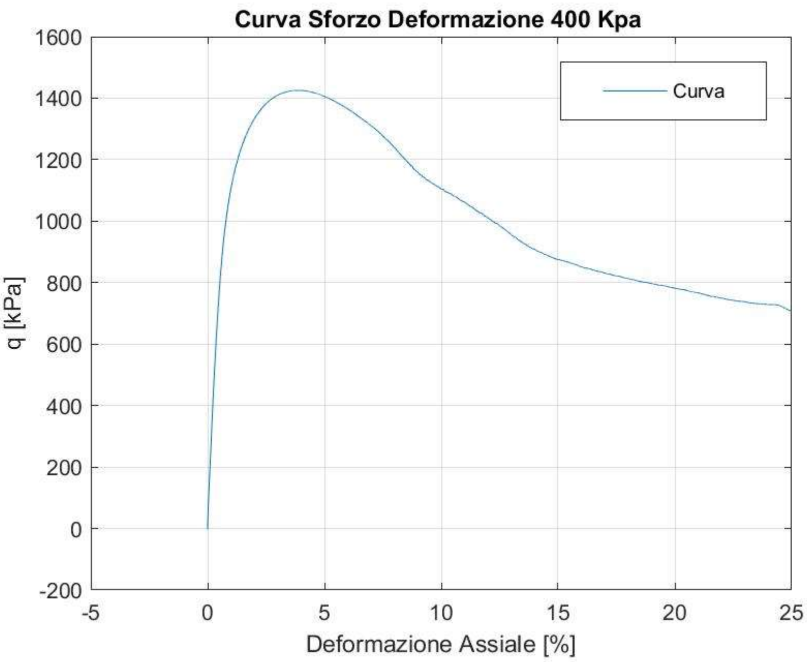

Figura 4-2: Curva Sforzo deformazione prova Triassiale Carico 400 kPa. (dati sperimentali da Buher et al. 2019)

Tabella 4-2: Caratteristiche Curva Sforzo deformazione prova Triassiale

200 kPa	**Valore**	**400 kPa**	**Valore**
Carico di picco	751 kPa	Carico di picco	1426 kPa
Deformazione di picco	3,45 %	Deformazione di picco	3,98 %
Carico 50%	375 kPa	Carico 50%	713 kPa
Deformazione 50%	0,192 %	Deformazione 50%	0,445 %
Modulo Elastico E_{50}	195 Mpa	Modulo Elastico E_{50}	160 Mpa
Coefficiente di Poissont	0,25	Coefficiente di Poissont	0,25

Sperimentalmente si è ottenuto un carico limite di collasso pari a circa 9,01 MN, si può stimare il modulo elastico secante considerando uno stato tensionale di circa:

$$q^* = \frac{N_{rd}}{10}\frac{1}{A} = \frac{9010}{10}\frac{1}{3,14} = 287 \text{ kPa} \tag{4.5}$$

Nelle analisi numeriche si considera un modulo elastico derivato dall'interpolazione lineare dei precedenti, pari ad:

$$E_{50} = 180 \text{ MPa} \tag{4.6}$$

4.3 Angolo di Resistenza al Taglio

Si analizza il comportamento dei terreni sabbiosi. Essi non rispondono in modo univoco ma sono fortemente condizionati dl loro stato, in particolare in termine di indice dei vuoti e pressione di confinamento. Si evidenzia come nel caso di sabbie addensate si raggiunge il valore a volume costante in seguito ad un valore di picco. Questo avviene a causa del contributo della dilatanza. Si crea un interrogativo su quale sia il valore di angolo di resistenza al taglio "operativo" da utilizzare nelle analisi successive. Si noti come il valore dell'angolo di resistenza al taglio corrispondente al picco non sia una proprietà del materiale, ma è un parametro condizionato dalle condizioni di stato. Tale valore aumenta all'aumentare della densità relativa, mentre diminuisce al crescere del livello tensionale, questo poiché è influenzato dalla dilatanza che dipende dal volume specifico.

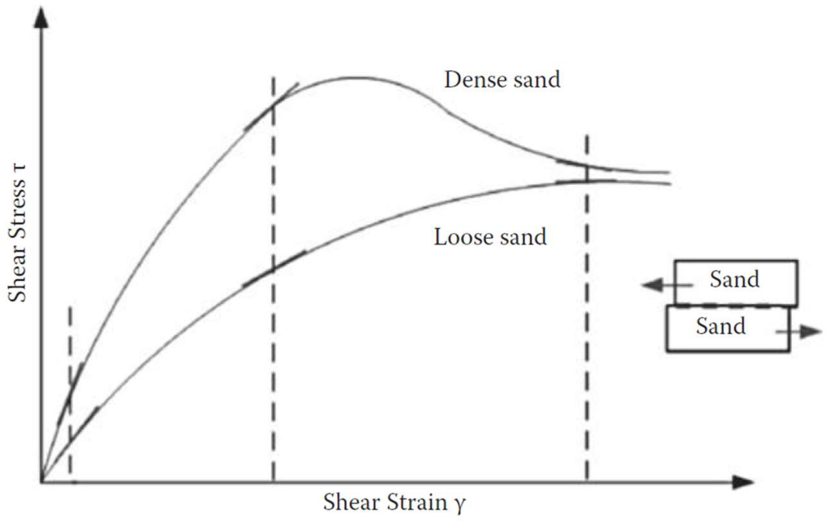

Figura 4-3: Comportamento dei terreni sabbiosi (Book Foundation Engineering Handbook, 1991).

Per una stima dell'angolo effettivo del materiale si può procedere mediante una formulazione analitica, con la legge di Bolton (1986). Si determina in un primo momento la densità relativa del campione con la seguente relazione:

$$\mathrm{D_R} = \frac{\mathrm{e_{max}} - \mathrm{e_0}}{\mathrm{e_{max}} - \mathrm{e_{min}}} = 0{,}87 \tag{4.7}$$

Per applicare il metodo, si determina il parametro DI:

$$\mathrm{DI} = \mathrm{D_R} \cdot (10 - \ln(\mathrm{p'_f})) - 1 \tag{4.8}$$

Dove D_R è la densità relativa del terreno, p'_f è la pressione media a rottura, nel caso in esame assunta pari ad $1/10$ della q_{lim} di tentativo, espressa in kPa. Si procede quindi stimando l'angolo di resistenza al taglio correggendo quello a volume costante:

$$\varphi' = \varphi'_{cv} + m \cdot DI \tag{4.9}$$

Dove m è un coefficiente pari a 3 in caso si assumano deformazioni assialsimmetriche, pari a 5 nel caso si assumano deformazioni piane. Nel caso in esame si pone pari a 3. φ'_{cv} è l'angolo di resistenza al taglio a volume costante, assunto nel caso in esame pari a 30°. Si procede eseguendo la verifica sulla correzione svolta, l'incremento deve risultare al massimo pari a 12°, se così non fosse si assume un valore correttivo pari a tale angolo:

$$\varphi' - \varphi'_{cv} = m \cdot DI \leq 12° \tag{4.10}$$

Si procede iterando il procedimento, calcolando ad ogni step la capacità portante, finché la correzione richiesta risulti inferiore ad una differenza considerata accettabile.

In particolare, considerando il metodo di Vesic in condizione di capacità portante puramente verticale, si ottiene un angolo di resistenza al taglio pari ad:

$$\varphi' = 38{,}41° \tag{4.11}$$

4.4 Angolo di Resistenza al Taglio: Back-analysis da prove in centrifuga

La campagna sperimentale (Ciancimino et al, submitted) ha fornito dei risultati su diverse tipologie di prove. In fase di analisi si deve caratterizzare il terreno, in particolare si deve determinare l'angolo di resistenza al taglio "mobilitato" dal materiale. Oltre al metodo iterativo proposto da Bolton (1986), si è svolto un calcolo di capacità portante con diverse formulazioni, enunciate nei capitoli precedenti. In funzione della capacità portante misurata in fase di sperimentazione, si è quindi stimato il valore dell'angolo di resistenza al taglio. I dati di progetto sono indicati nella tabella seguente.

Tabella 4-3: Parametri per Calcoli Analitici.

Parametro	**Valore**	**Parametro**	**Valore**
Diametro della Fondazione	2,00 m	Peso specifico del terreno	20,25 kN/m^3
Profondità della Fondazione	2,00 m	Peso specifico considerato	10,44 kN/m^3
Inclinazione Pendio/Versante	0,00°	Coesione	0,00 kPa
Peso della Fondazione (al netto di eventuali spinte idrostatiche)	0,18 MN	Peso specifico della fondazione	27,50 kN/m^3
Angolo Attrito alluminio-terreno	13,00°	Rapporto K/K_0 ipotizzato	2/3
Azione agente di collasso Sperimentale con Scalzamento Nullo	8,93 MN		

In particolare, si considera il metodo di Vesic. Si riporta il valore ottenuto, facendone il confronto con la stima eseguita mediante la formulazione di Bolton. In fase di analisi è stato anche considerato l'attrito laterale, che risulta trascurabile rispetto alle altre resistenze, essendo dell'ordine di una decina di kN, in funzione dell'angolo di resistenza al taglio considerato. Questo avviene poiché la fondazione presenta una profondità relativamente bassa. L'equazione di equilibrio considerata è la seguente:

$$\mathrm{N_{sp.}} = \mathrm{N_{lim}} + \mathrm{Q_{sc}} - W \tag{4.12}$$

Dove $\mathrm{N_{sp.}}$ indica il valore misurato dagli strumenti durante la prova, cioè il valore applicato che genera il collasso del sistema struttura-terreno. Dalle analisi analitiche si determina il valore limite di resistenza del terreno da confrontare con il valore del carico assiale limite determinato sperimentalmente:

$$\mathrm{N_{lim}} = \mathrm{N_{sp.}} - \mathrm{Q_{sc}} + W \tag{4.13}$$

Tabella 4-4: Angoli di Resistenza al Taglio

Parametro	**Valore**	**Parametro**	**Valore**
Angolo di Resistenza al Taglio mediante Back-Analysis	38,70°	Angolo di Resistenza al Taglio mediante formulazione di Bolton	38,41°

I due valori ottenuti sono tra loro coerenti, confermano quindi la validità delle ipotesi introdotte nel metodo proposto da Bolton per la stima dell'angolo di attrito di riferimento. Nelle analisi numeriche successive si utilizza un valore "operativo" di angolo di resistenza al taglio pari ad:

$$\varphi' = 38{,}50° \tag{4.14}$$

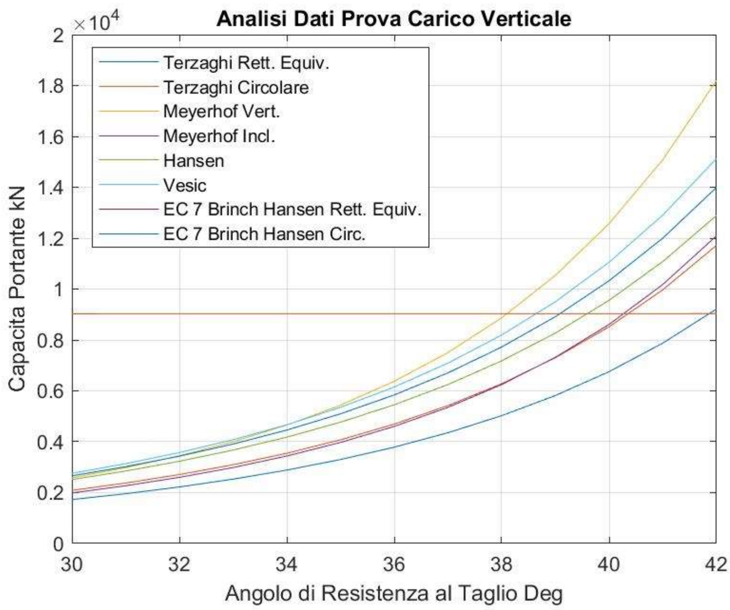

Figura 4-4: Stima dell'angolo "operativo" di resistenza al taglio.

5. Definizione del Modello Numerico

Nei paragrafi seguenti vengono riportate le principali caratteristiche del modello numerico sviluppato per valutare l'impatto dello scalzamento sul comportamento delle fondazioni a pozzo. Le analisi numeriche sono state svolte mediante modellazione tridimensionale, con l'ausilio del programma FLAC3D *(Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions)*.

5.1 Geometria

La superficie di scalzamento è stata definita sulla base delle prove sperimentali condotte in Ciancimino et al. (submitted). In seguito, sono state introdotte dell'ipotesi semplificative ottenendo una superficie simmetrica lungo la direzione di scorrimento del corso d'acqua. Si riporta di seguito la superficie ottenuta:

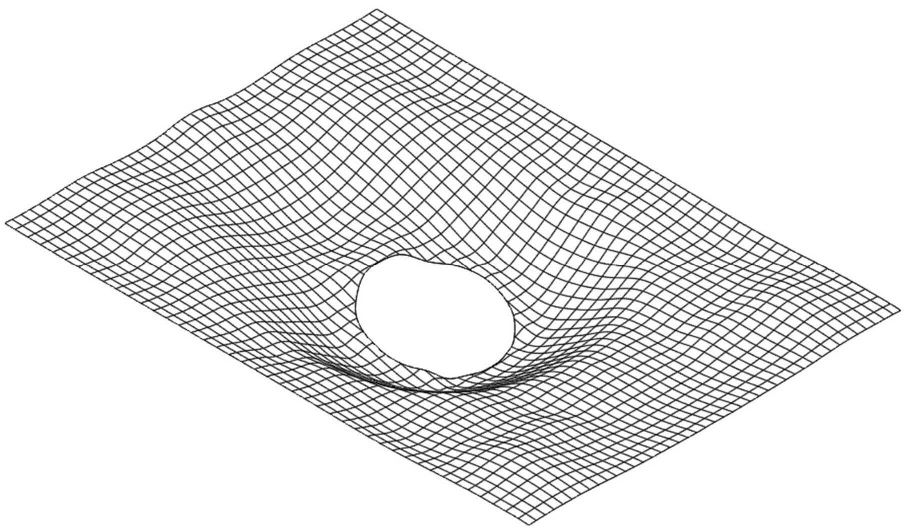

Figura 5-1: Superficie di Scalzamento (Ciancimino et al., submitted).

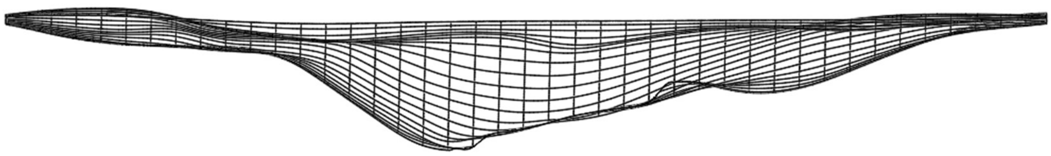

Figura 5-2: Superficie di Scalzamento, direzione x (Ciancimino et al., submitted).

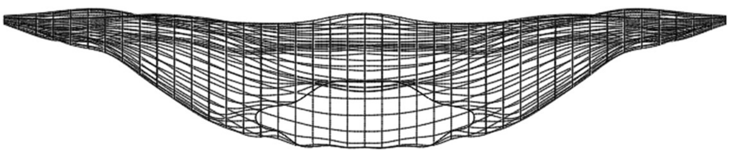

Figura 5-3: Superficie di Scalzamento, direzione y (Ciancimino et al., submitted).

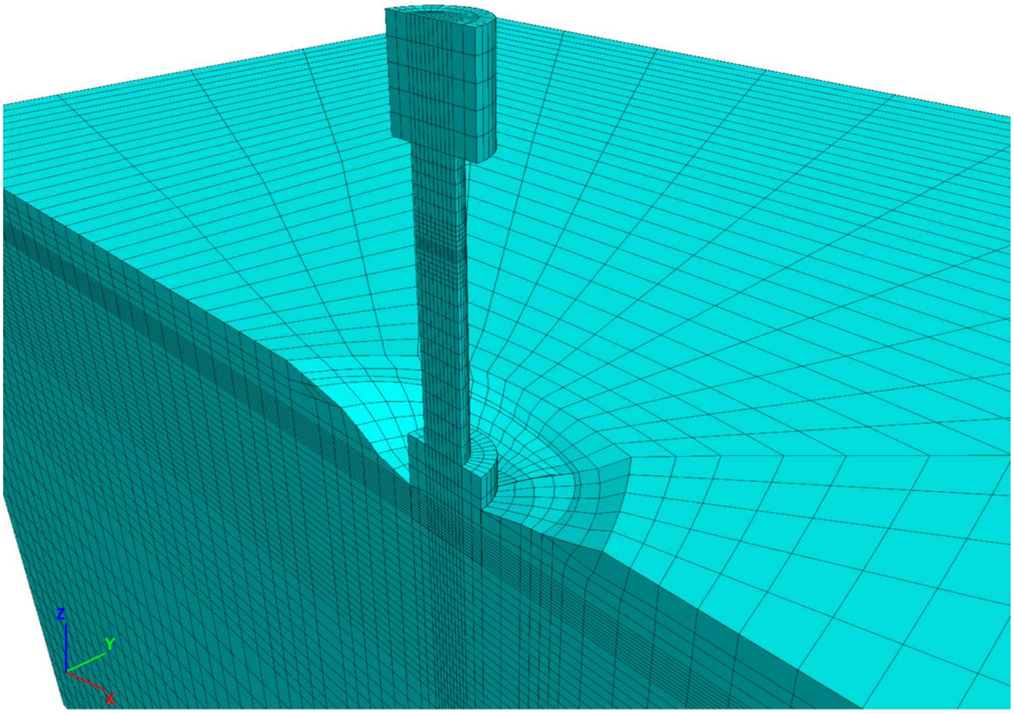

Figura 5-4: Geometria prova PushOver, Scalzamento non Uniforme.

L'elaborato si pone come fine la modellazione numerica di diverse prove di carico aventi diverse geometrie, per cercare, in una prima fase, una corrispondenza con le prove sperimentali di riferimento (Ciancimino et al., submitted), ed in una seconda fase, per analizzare l'incidenza del fenomeno dello scalzamento al variare di parametri geometrici, in particolare della profondità.

A tal fine le analisi simulate consistono nella prova a carico verticale e la prova con carico pushover orizzontale. L'analisi è stata eseguita con diversi livelli di scalzamento. Si è proceduto realizzando in una prima fase uno scalzamento uniforme, e successivamente si è introdotta l'ipotesi di scalzamento non uniforme. Inoltre, si è voluto studiare l'incidenza dello scalzamento al variare della profondità della fondazione. I modelli realizzati sono quindi i seguenti:

a) Modello con scalzamento Nullo, Fondazione profonda 2m (Carico Verticale e PushOver).
b) Modello con scalzamento Uniforme, Fondazione profonda 2m (Carico Verticale e PushOver).
c) Modello con scalzamento Localizzato, Fondazione profonda 2m (Carico Verticale e PushOver).
d) Modello con scalzamento Nullo, Fondazione profonda 4m (Carico Verticale e PushOver).
e) Modello con scalzamento Uniforme, Fondazione profonda 4m (Carico Verticale e PushOver).
f) Modello con scalzamento Localizzato, Fondazione profonda 4m (Carico Verticale e PushOver).

Le analisi effettuate sono quindi le seguenti:

- Modello con Fondazione 2m: confronto tra dati sperimentali, analitici e numerici. Calcolo dell'incidenza del fenomeno dovuto alla considerazione o meno della superficie di scalzamento (Carico Verticale e PushOver).
- Modello con Fondazione 4m: confronto tra modelli numerici. Calcolo dell'incidenza del fenomeno dovuto alla considerazione o meno della superficie di scalzamento (Carico Verticale e PushOver).

Appare opportuno precisare che, in maniera congruente con quanto osservato nelle prove sperimentali (Ciancimino et al, submitted), tutte le analisi sono state condotte introducendo l'ipotesi di rottura del terreno in condizioni drenate.

5.2 Caratteristiche della Fondazione

Si riportano le proprietà della fondazione, considerate nelle analisi successive:

Tabella 5-1: Caratteristiche della Fondazione

Grandezza	Valore	Grandezza	Valore
Diametro Fondazione	2,00 m	Profondità Fondazione	2,00 m / 4,00 m*
Area della Fondazione	$3{,}14\ m^2$	Volume della Fondazione	$6{,}28\ m^3$ / $12{,}56\ m^3$*
Peso specifico della fondazione (Alluminio)	$27{,}50\ kN/m^3$	Peso della Fondazione (al netto dell'eventuale spinta idrostatica)	0,18 MN / 0,36 MN*

* Modello per analisi dell'incidenza del fenomeno di scalzamento (fondazione 4m)

5.3 Parametri Costitutivi

Definita la geometria, si procede a stabilire i parametri costitutivi dei singoli elementi. In particolare, si è scelta una modellazione alla Mohr-Coulomb per il terreno, ed un modello elastico per la fondazione. Alle interfacce si assegna una rigidezza notevole ed un comportamento plastico di tipo attritivo, in quanto si vuole simulare le ipotesi citate nella modellazione analitica, imponendo una rotazione rigida della fondazione.

5.3.1 Mohr-Coulomb

Il terreno è stato modellato considerando la teoria di Mohr-Coulomb. Tale criterio si basa sul determinare una curva limite di plasticità mediante l'inviluppo dei singoli domini elastici caratterizzanti i singoli stati tensionali, riportati sul piano di Mohr. Analiticamente tali considerazioni teoriche si trasformano nella relazione seguente, che stabilisce che la tensione tangenziale di rottura, si possa ricavare come segue, dove c' rappresenta la coesione, φ' l'angolo di resistenza al taglio.

$$\tau = c' + \sigma_n \tan\varphi' \tag{5.1}$$

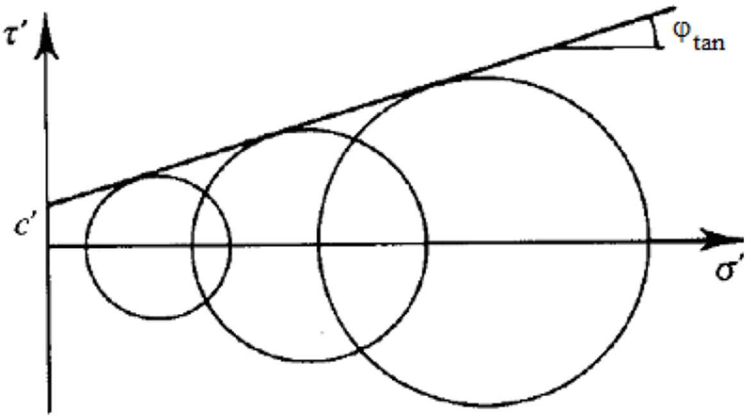

Figura 5-5: Inviluppo dei domini Elastici (Vesic 1993).

In particolare, nel modello sono stati considerati i seguenti parametri:

Tabella 5-2: Parametri Modello Numerico.

Grandezza	**Valore**	**Grandezza**	**Valore**
Peso specifico del terreno	$20{,}25\ \mathrm{kN/m^3}$	Peso specifico considerato	$10{,}44\ \mathrm{kN/m^3}$
Modulo Elastico E_{50}	180 Mpa	Modulo di Taglio G	72 Mpa
Coefficiente di Poissont	0,25	Modulo K	120 Mpa
Angolo di Resistenza al Taglio Prova con carico Verticale	38,50°	Angolo di Resistenza al Taglio Prova con carico PushOver	38,50°
Stress Ratio K_0 Prova con carico Verticale	0,38	Stress Ratio K_0 Prova con carico PushOver	0,38

5.3.2 Modello Elastico

Il modello elastico, considera la capacità di un corpo di deformarsi in seguito all'applicazione di un carico, e di ritornare nella configurazione iniziale se tale carico cessa di essere applicato. In particolare, tale modello è definito se si caratterizzano due parametri, il modulo di elasticità E ed il coefficiente di poissont v:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \tag{5.2}$$

Tabella 5-3: Parametri Modello Numerico.

Grandezza	**Valore**	**Grandezza**	**Valore**
Peso specifico della fondazione	$27{,}50\ \mathrm{kN/m^3}$	Peso specifico considerato	$10{,}44\ \mathrm{kN/m^3}$
Peso specifico dell'impalcato	$83{,}56\ \mathrm{kN/m^3}$	Volume Impalcato	$6{,}28\ \mathrm{m^3}$
Modulo Elastico E	69000 Mpa	Modulo di Taglio G	27600 Mpa
Coefficiente di Poissont	0,25	Modulo K	46000 Mpa

5.4 Step di Calcolo

Definita la geometria ed i parametri del modello, si sono realizzati diversi step di calcolo. In una prima fase si determina lo stato tensionale del terreno, precedente all'applicazione del carico. Si confronta quindi il campo tensionale ottenuto dal modello con quello calcolato mediante relazioni teoriche per verificare la congruenza del modello. Si riportano i grafici dello stato tensionale nell'allegato B. Di seguito, in funzione della prova simulata si è applicato il carico, crescente, con un numero definito di step. Giunti a plasticizzazione del terreno, rilevabile dall'andamento della curva considerata si analizza quindi lo stato finale, sia in termini deformativi sia tensionali.

5.5 Parametri Prova PushOver

Si analizza il comportamento del provino sottoposto ad una prova pushover, con carico orizzontale incrementato nel tempo. La prova è stata eseguita mediante l'applicazione di una forza orizzontale ad un'altezza specifica dalla fondazione, in seguito al posizionamento di una massa in testa, rappresentante la pila e l'impalcato di un'ipotetica struttura da ponte. La geometria della fondazione e le proprietà del terreno sono analoghe alle prove precedenti. I parametri usati nell'analisi sono i seguenti:

Tabella 5-4: Valori Sperimentali (Ciancimino et al., submitted).

Parametro	**Valore**	**Parametro**	**Valore**
Sforzo Verticale	1,05 MN	Punto di applicazione della forza orizzontale dalla base della fondazione	6,10 m
Momento del primo ordine di collasso Sperimentale con Scalzamento Nullo	554 kNm	Momento del primo ordine di collasso Sperimentale con Scalzamento 1 m	289 kNm
Momento del secondo ordine di collasso Sperimentale con Scalzamento Nullo	231 kNm	Momento del secondo ordine di collasso Sperimentale con Scalzamento 1 m	171 kNm
Momento di collasso Sperimentale con Scalzamento Nullo	785 kNm	Momento di collasso Sperimentale con Scalzamento 1 m	460 kNm

Noto il carico limite con scalzamento nullo e lo sforzo normale, si ricerca il valore dell'azione orizzontale limite. In particolare, si utilizza la formulazione di Vesic (1975):

$$q_{lim} = q_0 N_q s_q d_q i_q g_q b_q + c s_c d_c i_c g_c b_c N_c + \frac{1}{2} B'\gamma' s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma N_\gamma \tag{5.3}$$

Considerando le ipotesi precedentemente citate si ottiene:

$$q_{lim} = q_0 N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} B'\gamma' s_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma \tag{5.4}$$

Dove $s_q, i_q, s_\gamma, i_\gamma$ sono funzione di H_{ed}, M_{ed}, inoltre si pone il momento in funzione della forza orizzontale:

$$M_{ed} = H_{ed} \cdot b_{H_{ed}} \tag{5.5}$$

L'operazione è stata ripetuta al variare dello scalzamento, ipotizzando un carico limite fissato, l'aumentare dello scalzamento provoca una riduzione della capacità portante, e quindi delle azioni supportate. In questa prova sono stati considerati il contributo del peso proprio e dell'attrito laterale, nonostante quest'ultimo abbia un contributo ridotto. Si pone perciò:

$$N_{lim}(H_{ed}) = N_{ed} - Q_{sc} + W \tag{5.6}$$

Nei capitoli successivi si riportano le curve rotazione, momento ultimo ottenute dall'Ing. Ciancimino durante la campagna sperimentale, confrontandole con quelle ottenute numericamente. Le due grandezze sono state calcolate come segue:

$$M_u = \overline{H}\, h' \tag{5.7}$$

$$\theta = \frac{\delta_{x2} - \delta_{x1}}{d_{12}} \tag{5.8}$$

Dove con M_u si indica il momento ultimo di collasso, con $\overline{H}$ il risultato della prova numerica, con h' il braccio della prova svolta, con θ la rotazione, con δ_{xi} lo spostamento orizzontale misurato nel punto i-esimo e con d_{12} la distanza verticale tra i due punti.

6. Risultati Modellazione Numerica: Carico Verticale

6.1 Curve Sforzo-Deformazione

Di seguito si riportano i confronti tra le curve sforzo-deformazione ottenute sperimentalmente e numericamente con l'ipotesi di scalzamento nullo e di erosione localizzata. Si presentano nell'allegato C le curve sforzo-deformazione delle prove di carico verticale, al variare dello scalzamento uniforme. I risultati ottenuti denotano un valore di rigidezza inferiore nel modello numerico rispetto ai dati sperimentali disponibili (Ciancimino et al., submitted). Si evince come il valore di collasso invece, risulti similare in entrambi i casi, coerentemente alla procedura per determinare i parametri effettuata precedentemente, fondata sul carico limite ultimo rilevato sperimentalmente (Ciancimino et al., submitted). Il comportamento post rottura è differente a causa dell'ipotesi di modellazione alla mohr-coulomb del terreno, ed anche a causa degli elevati livelli deformativi raggiunti all'interno del modello. Per spostamenti di entità confrontabile con le dimensioni degli elementi della mesh, l'ipotesi di modellazione nel campo delle piccole deformazioni viene meno, influenzando quindi i risultati delle analisi condotte con metodi numerici agli elementi finiti.

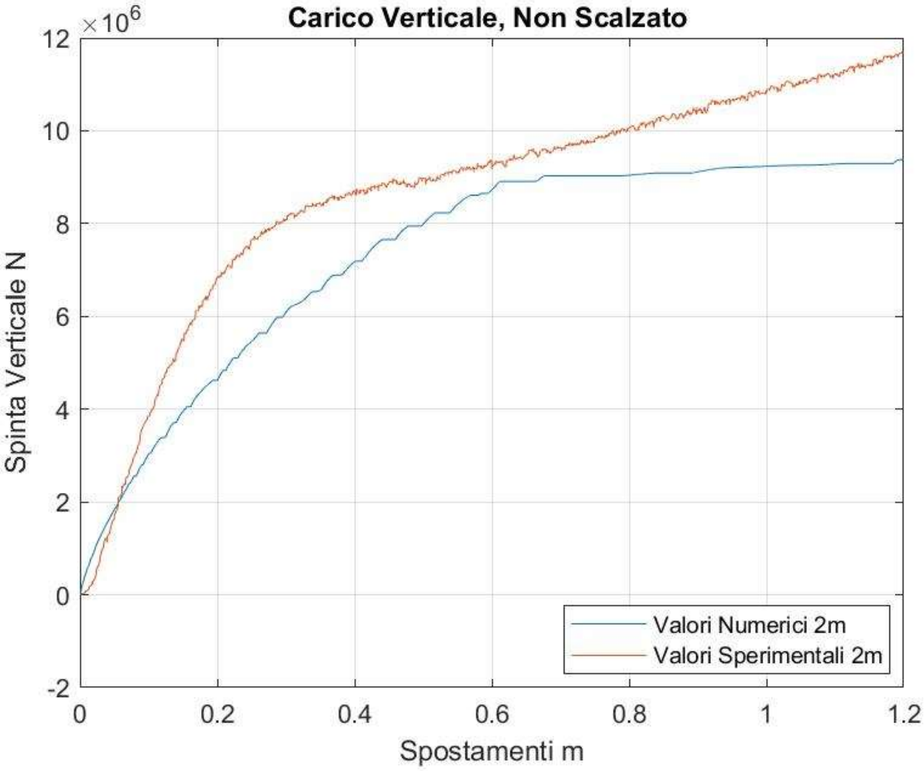

Figura 6-1: Confronto Curva Numerica e Sperimentale - Scalzamento 0,00 m (Dati sperimentali from Ciancimino et al., submitted).

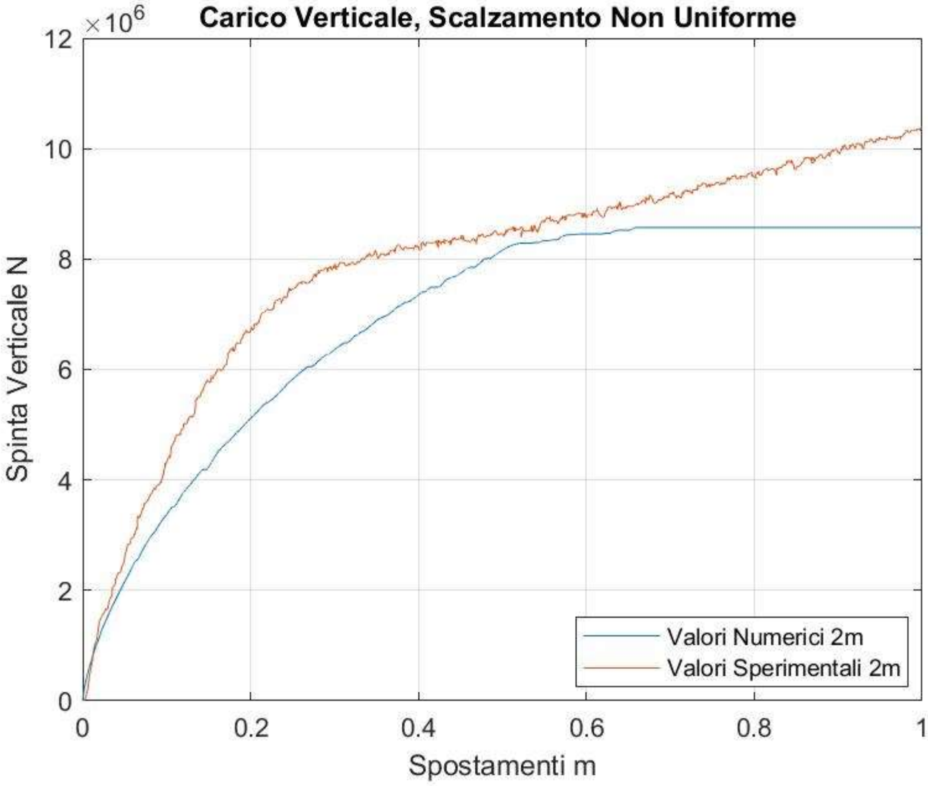

Figura 6-2: Confronto Curva Numerica e Sperimentale - Scalzamento Non Uniforme (Dati sperimentali from Ciancimino et al., submitted).

Di seguito si riportano i valori ottenuti nella prova con erosione localizzata, nell'ipotesi di fondazione avente profondità di 2m e 4m.

6.2 Stato Tensionale Iniziale (zz)

Il primo step di calcolo consiste nel determinare lo stato tensionale iniziale, confrontandolo con lo stato tensionale atteso in condizioni drenate, per analizzare la congruità e la correttezza del modello in esame. Si riporta lo stato tensionale iniziale dei modelli (2m/4m) della prova verticale con erosione localizzata. I valori ottenuti risultano coerenti, infatti ad una profondità di circa 30 m corrisponde uno stato tensionale di circa 300 Kpa, in presenza di falda coincidente col piano campagna.

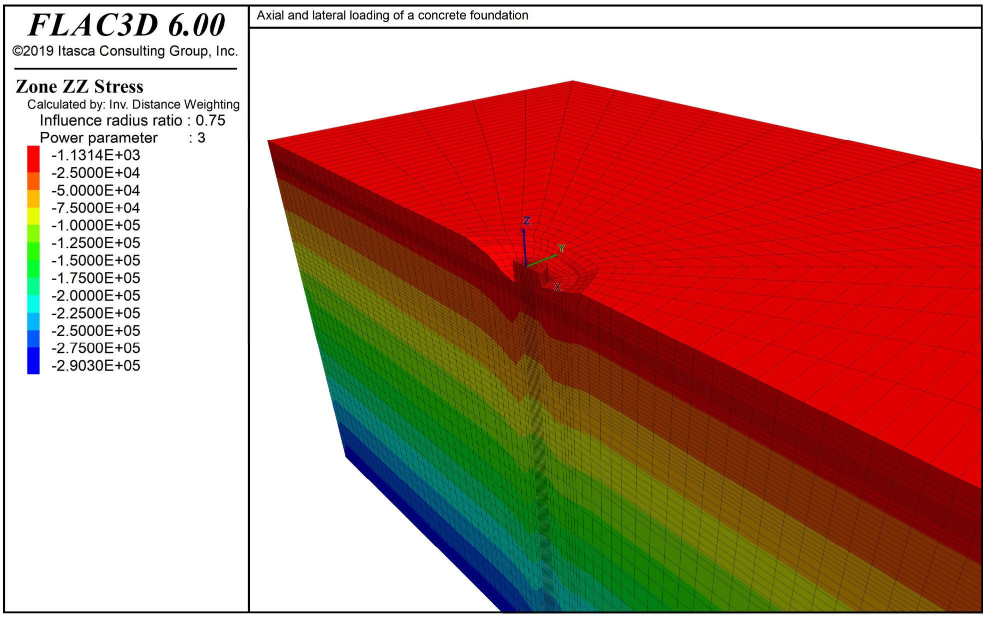

Figura 6-3: Stato tensionale Iniziale Fondazione 2m.

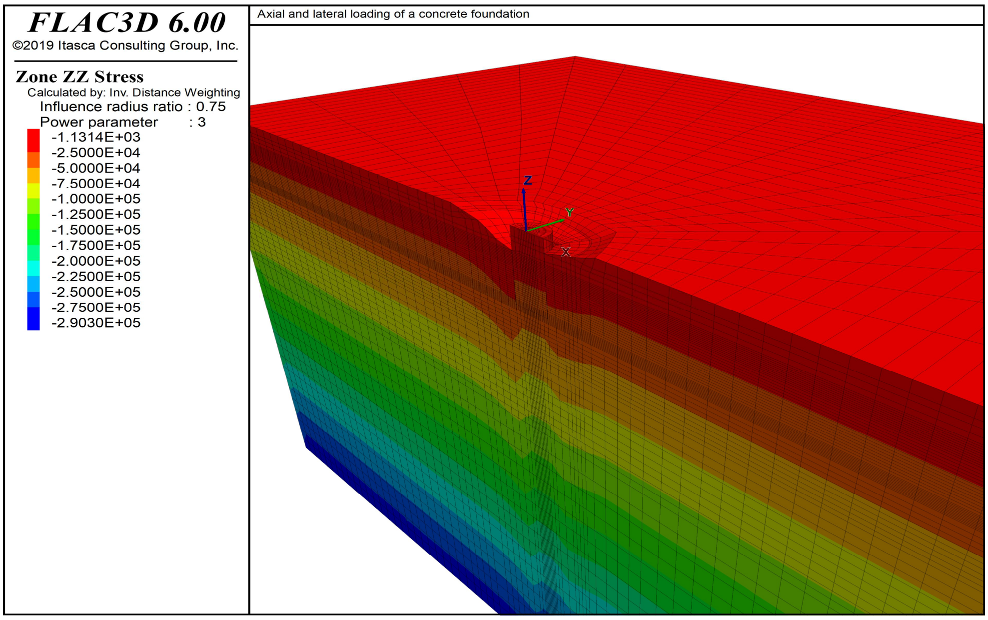

Figura 6-4: Stato tensionale Iniziale Fondazione 4m.

6.3 Stato Tensionale Finale (zz)

Si riporta lo stato Tensionale verticale finale in seguito all'applicazione del carico verticale. Si evidenzia uno stato tensionale crescente al di sotto della fondazione. In particolare, in quella profonda 4m di nota un comportamento intermedio con un palo di fondazione, presentando forti incrementi solo al di sotto della base.

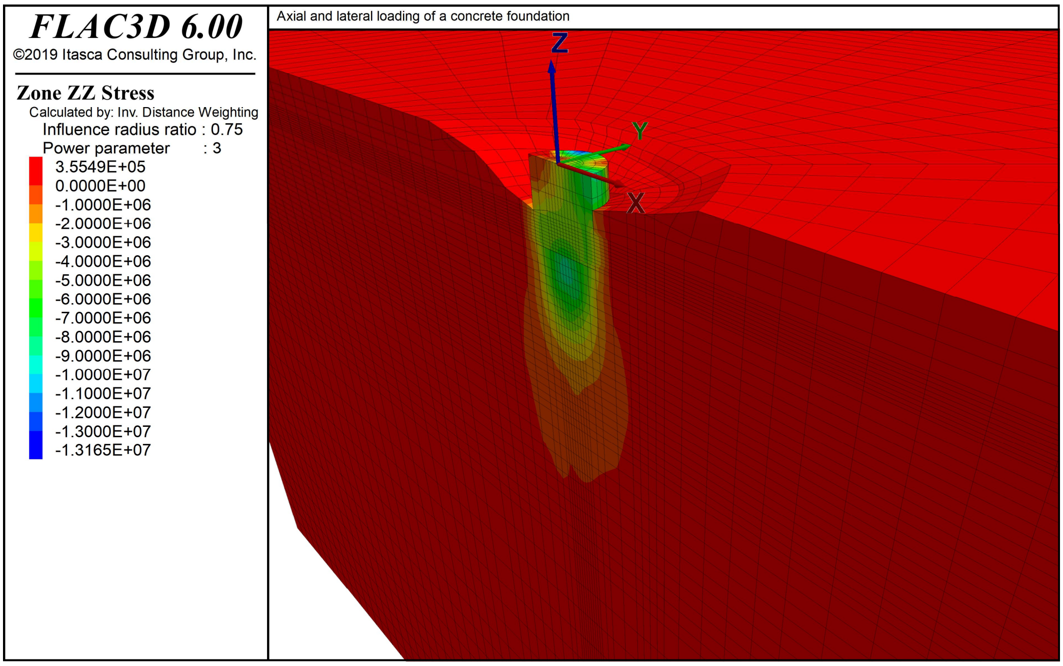

Figura 6-5: Stato tensionale Finale Fondazione 2m.

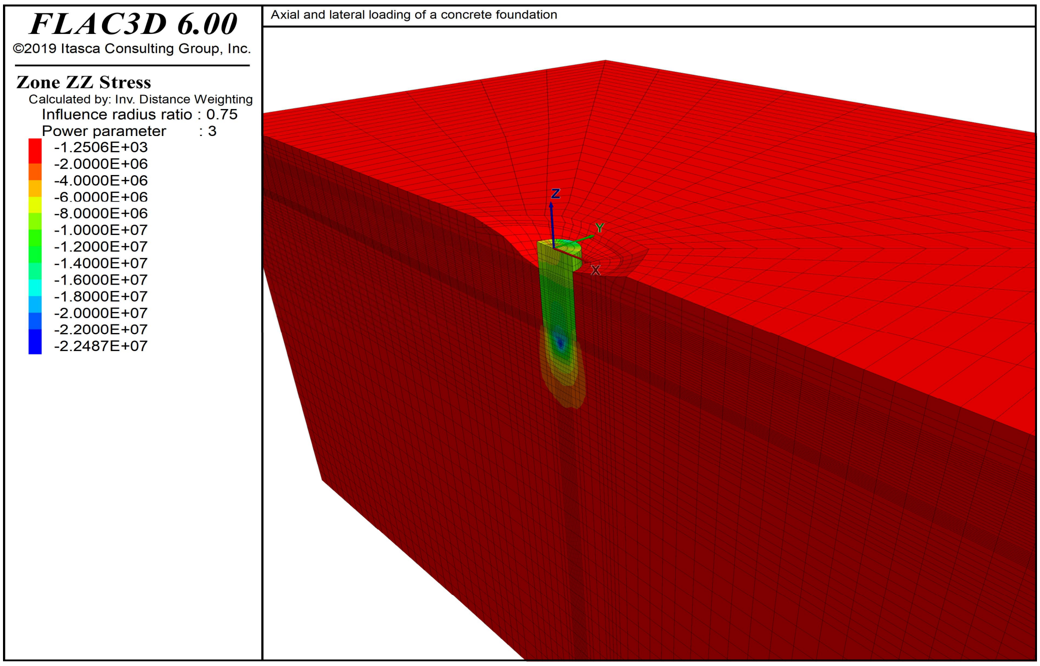

Figura 6-6: Stato tensionale Finale Fondazione 4m.

6.4 Stato Tensionale Finale (xz)

Si riporta lo stato Tensionale di taglio finale in seguito all'applicazione del carico verticale. Si evidenzia lo sviluppo di un meccanismo di rottura al di sotto della fondazione, identificato da sforzi di taglio notevoli lungo la presunta superficie di rottura. Tale meccanismo sembra essere di tipo locale nel caso di fondazione approfondita di 2m, mentre sembra migrare verso una rottura per punzonamento nel caso di fondazione profonda, poiché non si delinea una vera e propria superficie di rottura.

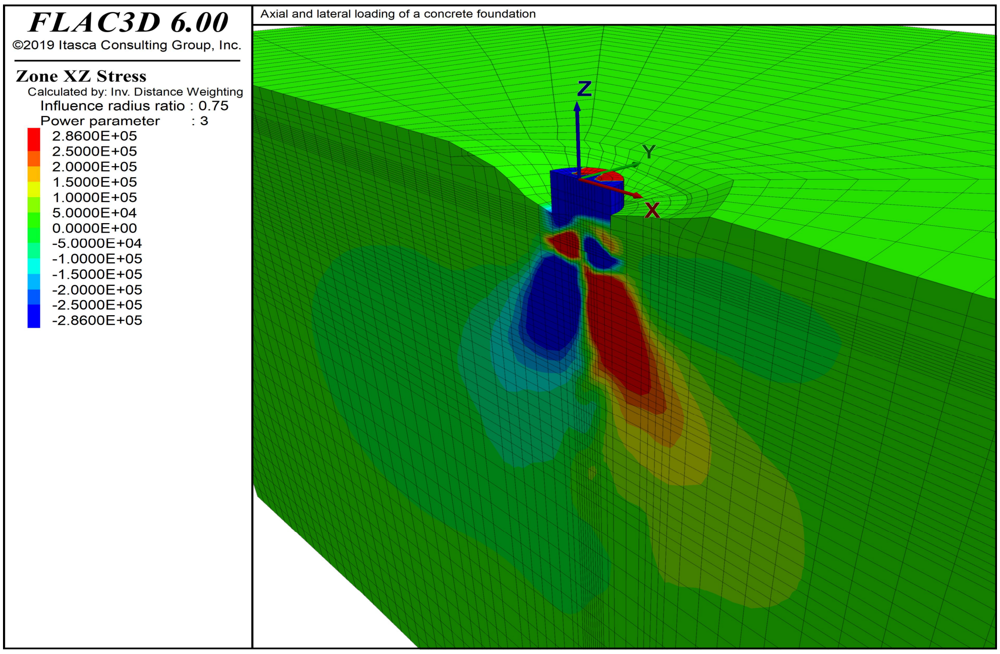

Figura 6-7: Stato tensionale Finale Fondazione 2m.

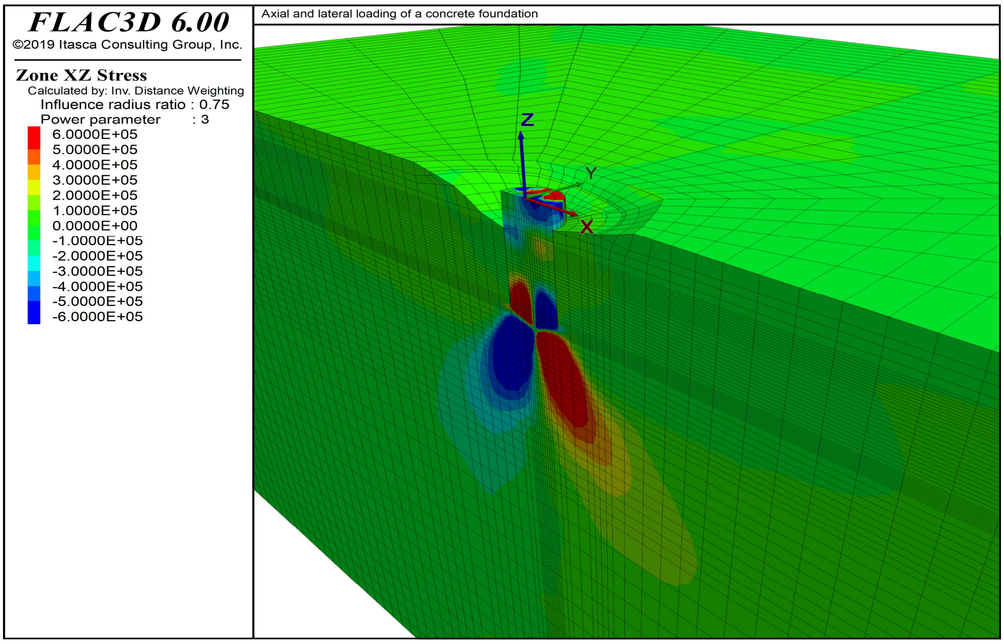

Figura 6-8: Stato tensionale Finale Fondazione 4m.

6.5 **Spostamenti (zz, magnitudo)**

Si riportano gli spostamenti verticali in seguito all'applicazione del carico. La fondazione, avente profondità pari a 2m, assume un comportamento di tipo intermedio tra una fondazione profonda ed una superficiale, presentando un meccanismo di rottura di tipo locale comprendente il terreno ai bordi della struttura. Al contrario, analizzando la casistica con profondità pari a 4m, si osserva un comportamento di punzonamento. Il comportamento, infatti, si avvicina maggiormente a quello di un palo di fondazione, coinvolgendo solamente il terreno prossimo alla superficie laterale della stessa. Questa differenza caratterizza l'incidenza del fenomeno al variare della profondità della fondazione.

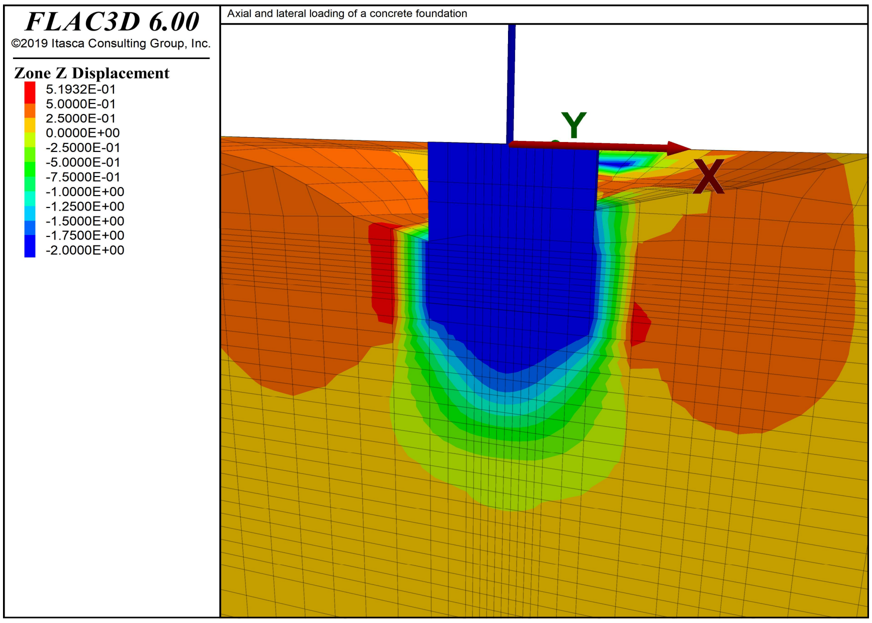

Figura 6-9: Spostamenti Fondazione 2m.

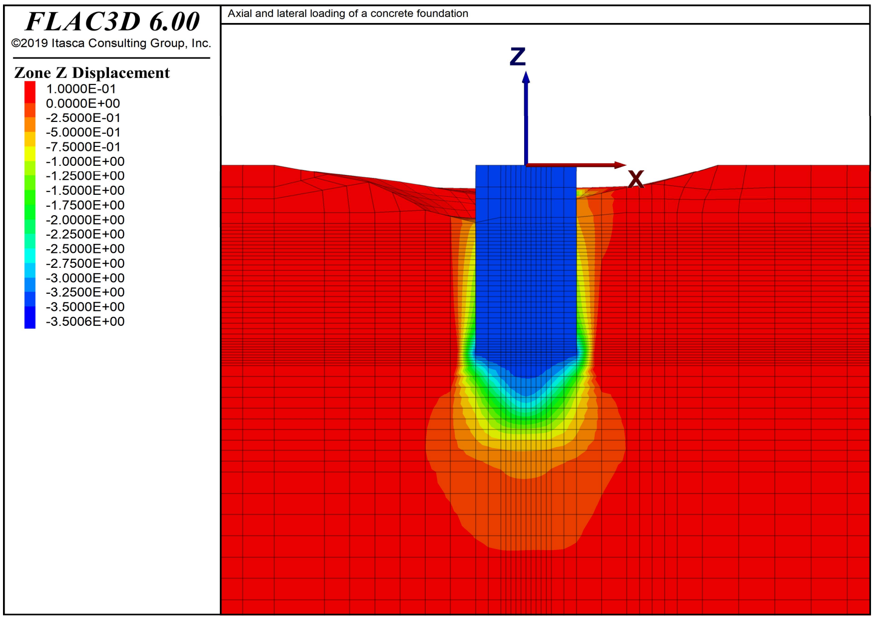

Figura 6-10: Spostamenti Fondazione 4m.

Si riportano inoltre, gli spostamenti in termine di magnitudo.

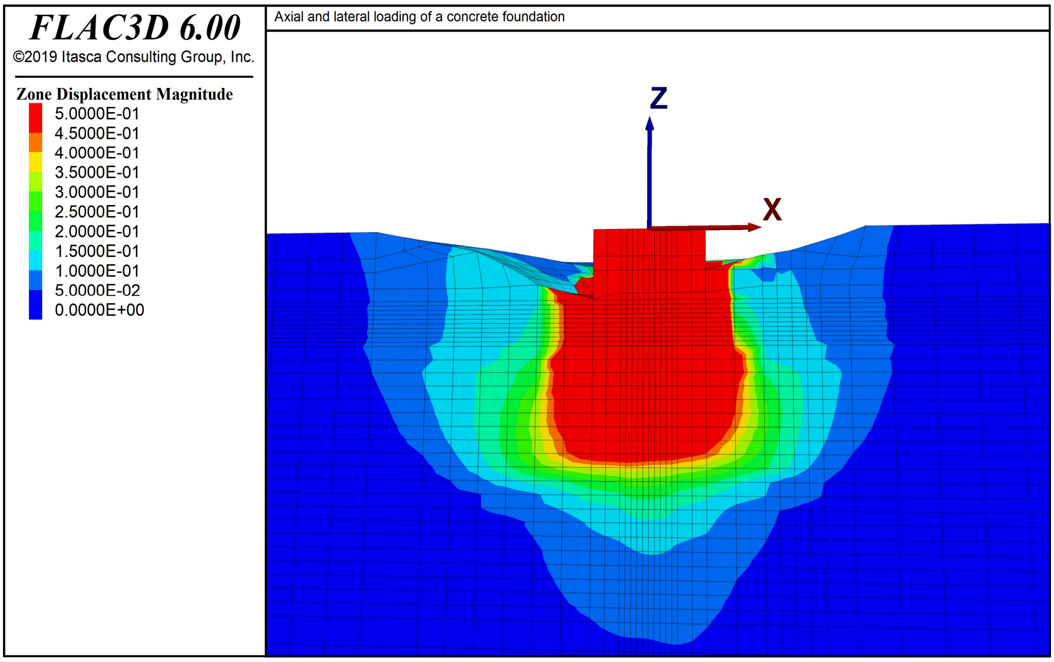

Figura 6-11: Spostamenti Fondazione 2m.

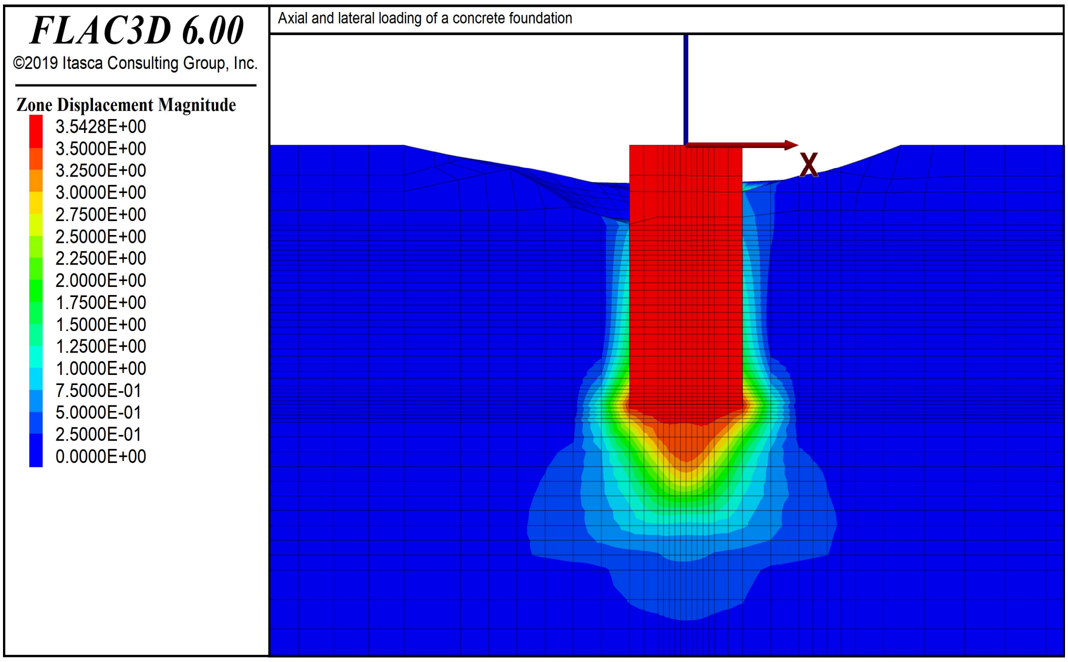

Figura 6-12: Spostamenti Fondazione 4m.

6.6 Conclusioni

Si riportano i risultati ottenuti nelle diverse prove effettuate. In particolare, sono presenti:

- i valori analitici determinati con la formulazione matematica citata nei capitoli precedenti, nell'ipotesi di scalzamento uniforme, non essendo applicabile nella casistica di erosione localizzata;
- i valori numerici determinati dalla modellazione tridimensionale, nell'ipotesi di scalzamento uniforme ed erosione localizzata;
- i valori sperimentali ricavati da studi precedenti (Ciancimino et al., submitted).

Le analisi condotte evidenziano come il metodo analitico permetta di stimare i valori ultimi nel caso di scalzamento uniforme. Le analisi numeriche, come atteso, forniscono infatti una stima di poco superiore rispetto quanto fornito da metodi classici per la stima di capacità portante. Tale considerazione non è assolutamente valida per la casistica di erosione localizzata, difatti è presente un errore notevole nel non considerare tale geometria per fondazioni assimilabili a fondazioni superficiali. Lo scalzamento localizzato comporta infatti una riduzione della componente resistente data dall'attrito ai lati della fondazione, ma comporta soltanto una parziale riduzione della capacità portante alla base della fondazione. Viceversa, nel caso di erosione uniforme, la capacità portante risulta essere notevolmente ridotta.

All'aumentare della profondità della fondazione l'incidenza del fenomeno, seppur presente, mostra una rilevanza inferiore, difatti l'errore commesso cala drasticamente. Questo è principalmente dovuto al fatto che il fenomeno erosivo stesso risulta meno influente sulla capacità portante puramente verticale di una fondazione profonda.

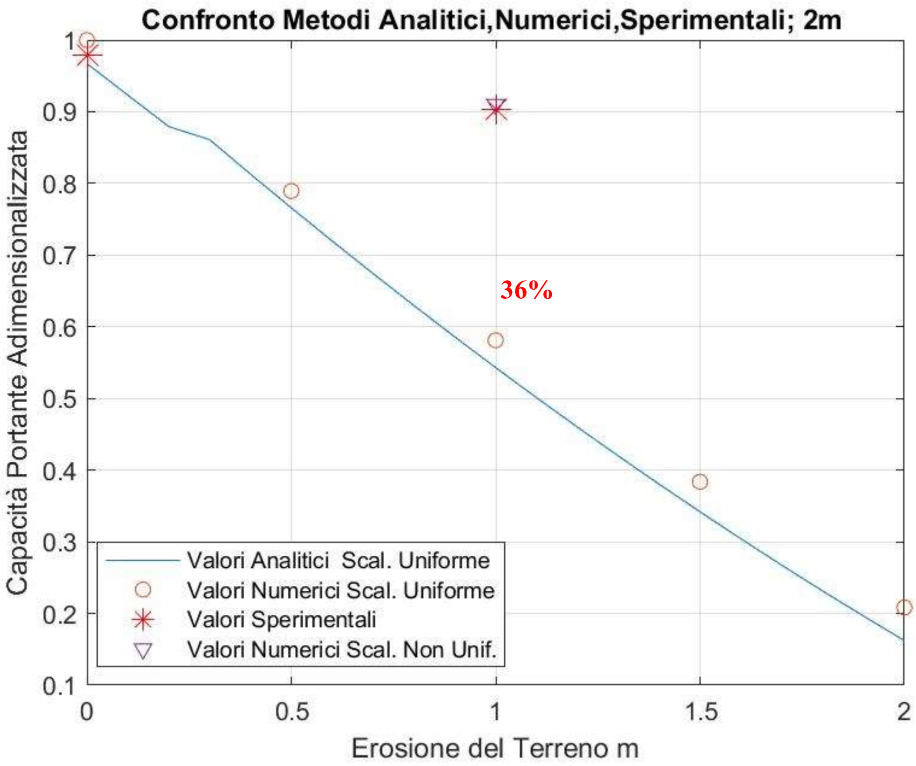

Figura 6-13: Confronto Metodi Analitici, Numerici, Sperimentali, Fondazione 2m. (Dati sperimentali from Ciancimino et al., submitted).

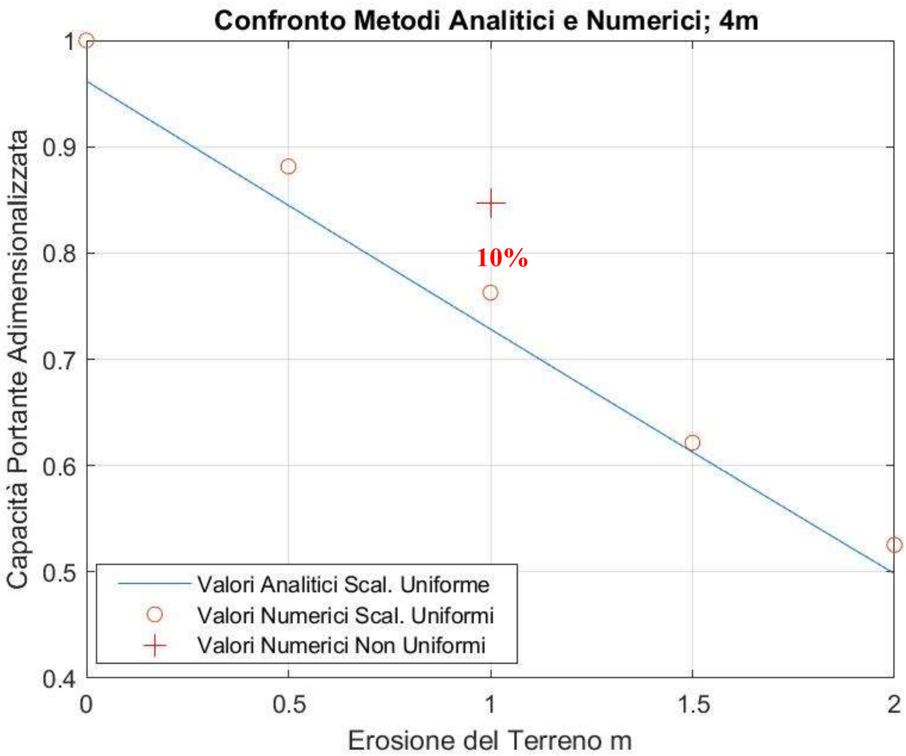

Figura 6-14: Confronto Metodi Analitici, Numerici, Fondazione 4m.

7. Risultati Modellazione Numerica: Prova Pushover

7.1 Curve Sforzo-Deformazione

Di seguito si riportano i confronti tra le curve sforzo-deformazione ottenute sperimentalmente e numericamente con l'ipotesi di scalzamento nullo e di erosione localizzata. In questa prova si evidenzia la rilevanza della direzione dell'applicazione del carico, difatti la superficie considerata non è simmetrica (Ciancimino et al., submitted). Si nota innanzitutto come le analisi numeriche siano capaci di cogliere il comportamento generale del sistema fondazione-terreno. Infatti, sebbene si sia utilizzato un modello costitutivo semplificato per simulare la risposta del terreno, le analisi predicono valori ragionevoli sia in termini di carico limite, sia in termini di rotazione ultima.

Si presentano nell'allegato D le curve sforzo-deformazione delle prove pushover, al variare dello scalzamento uniforme. Nella figura seguente, inoltre, si riportano le curve con il contributo del momento del secondo ordine generato dallo spostamento orizzontale della massa in testa alla pila. Si evidenzia come tale contributo risulti predominante da rotazioni superiori a $\theta = 0{,}025\ \mathrm{rad}$. Nelle analisi seguenti si considera quindi questa rotazione per determinare il valore di momento ultimo. Tale scelta è stata dettata dal fatto di voler considerare, in un'ottica di tipo prestazionale, una situazione progettuale realistica. In una pila da ponte rotazioni troppo elevate indurrebbero un danneggiamento della sovrastruttura ben prima che l'effetto del momento $P - \delta$ diventi prevalente, portando in condizione limite al collasso della struttura.

Per quanto concerne il comportamento post rottura il modello costitutivo alla mohr-coulomb adottato per simulare la risposta del terreno non permette di considerare il softening che segue, tipicamente nel caso di sabbie dense, le condizioni di picco. Difficilmente quindi è possibile cogliere la reale risposta della fondazione post rottura.

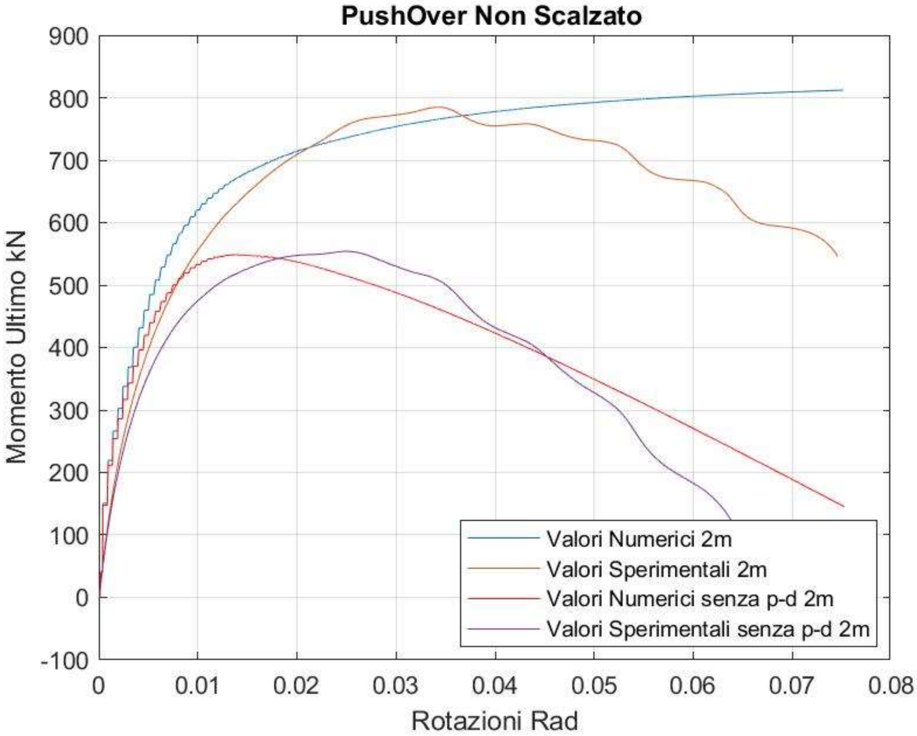

Figura 7-1: Confronto Curva Numerica e Sperimentale - Scalzamento 0,00 m (Dati sperimentali da Ciancimino et al., submitted).

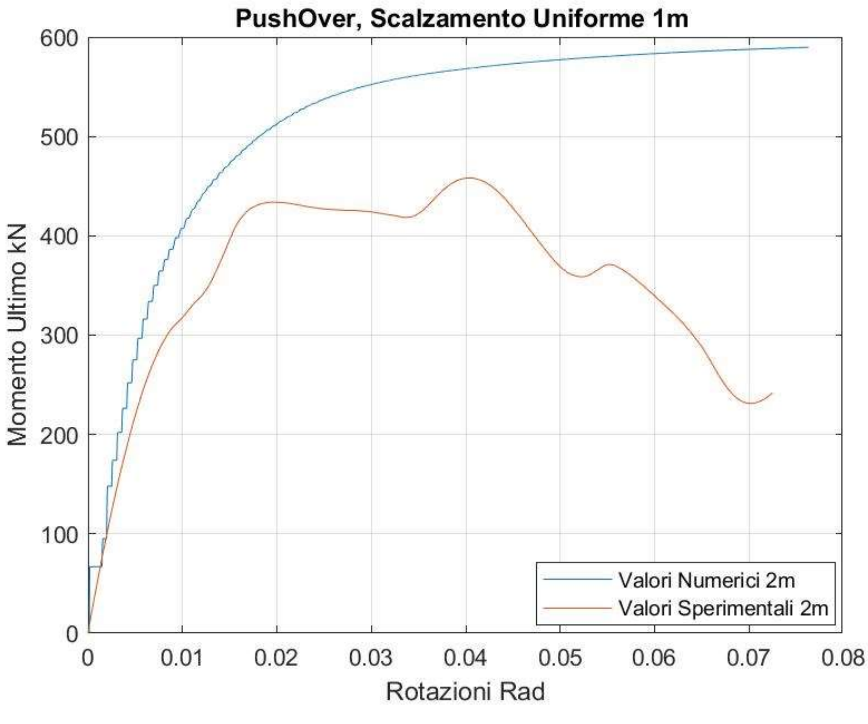

Figura 7-2: Confronto Curva Numerica e Sperimentale - Scalzamento 1,00 m (Dati sperimentali da Ciancimino et al., submitted).

Di seguito si riportano i valori ottenuti nella prova con erosione localizzata, nell'ipotesi di fondazione avente profondità di 2m e 4m con carico applicato lungo le distinte direzioni.

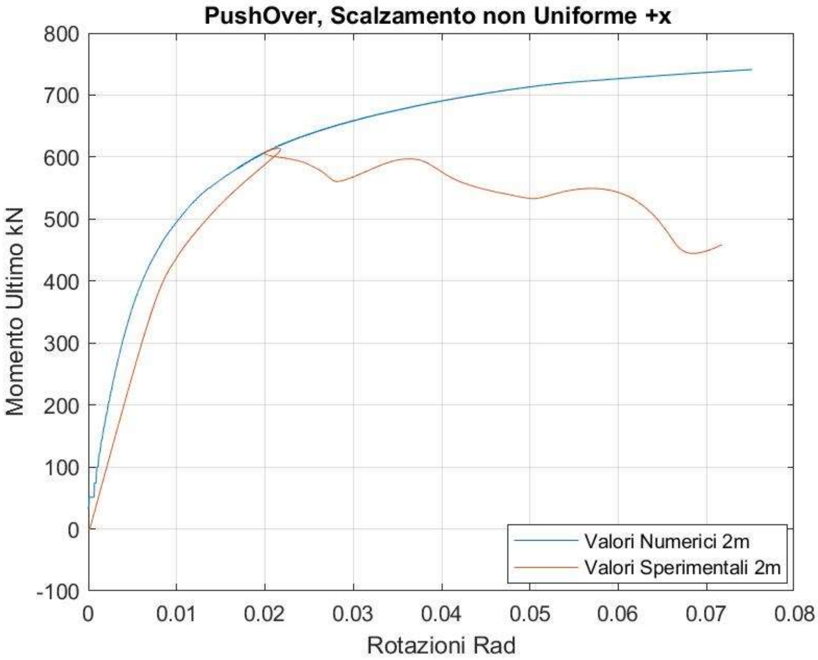

Figura 7-3: Confronto Curva Numerica e Sperimentale, direzione +x - Scalzamento Non Uniforme (Dati sperimentali da Ciancimino et al., submitted).

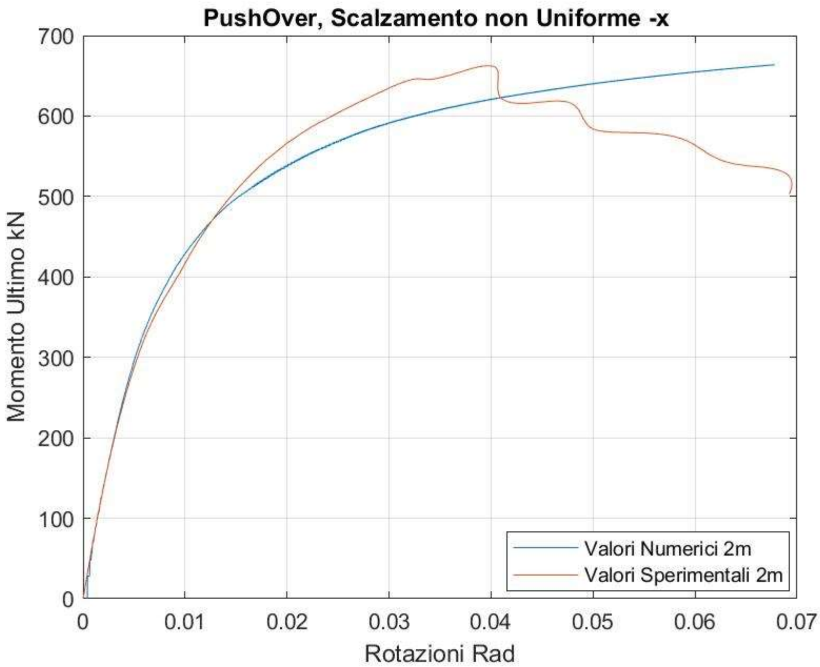

Figura 7-4: Confronto Curva Numerica e Sperimentale, direzione -x - Scalzamento Non Uniforme (Dati sperimentali da Ciancimino et al., submitted).

7.2 Spostamenti

Si riportano gli spostamenti in termine di magnitudo della fondazione sottoposta a carico orizzontale in diverse circostanze, scalzamento localizzato, uniforme o nullo. Osservando i meccanismi di rottura si denota come la resistenza del sistema fondazione-terreno risulti molto influenzata dalla geometria ai lati della fondazione stessa coinvolgendo un quantitativo di terreno inferiore rispetto alla prova verticale. Infatti, la diversa geometria presente nelle situazioni di seguito riportate genera risultati in termini di resistenza completamente differenti.

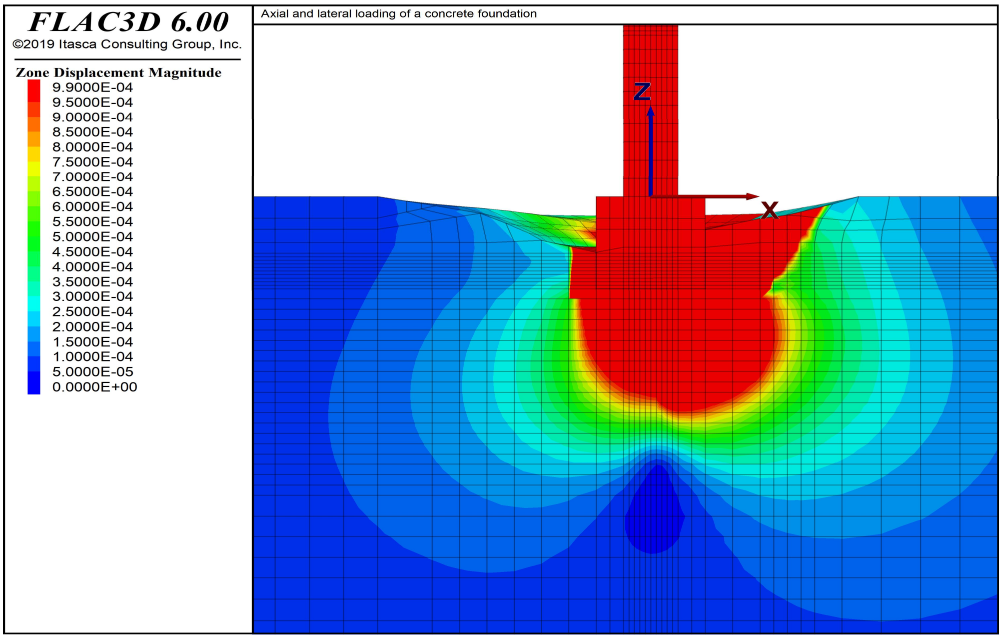

Figura 7-5: Spostamenti, Carico +x, Scalzamento Localizzato, Fondazione 2m.

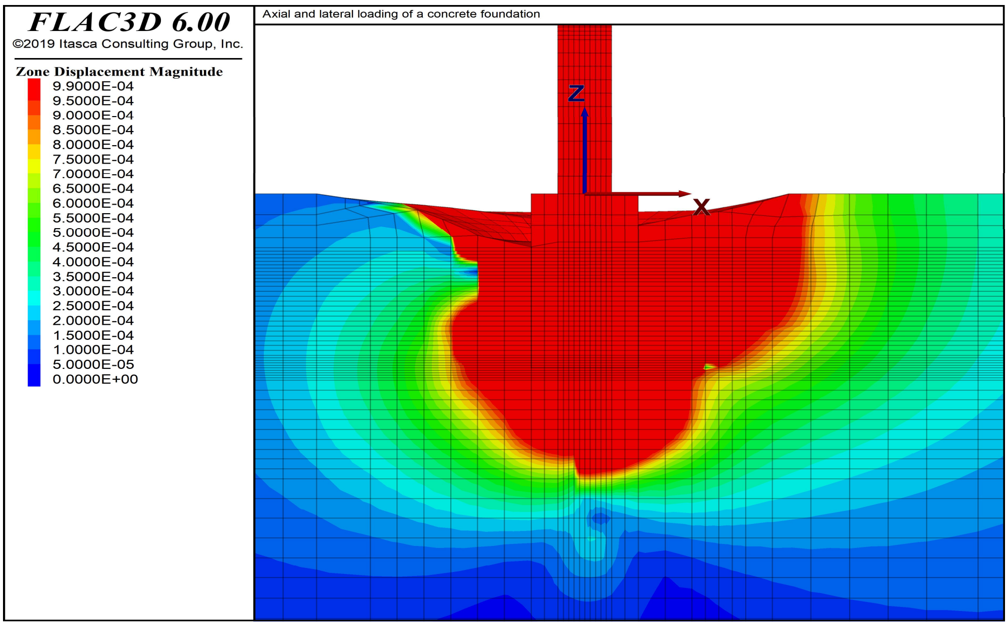

Figura 7-6: Spostamenti, Carico +x, Scalzamento Localizzato, Fondazione 4m.

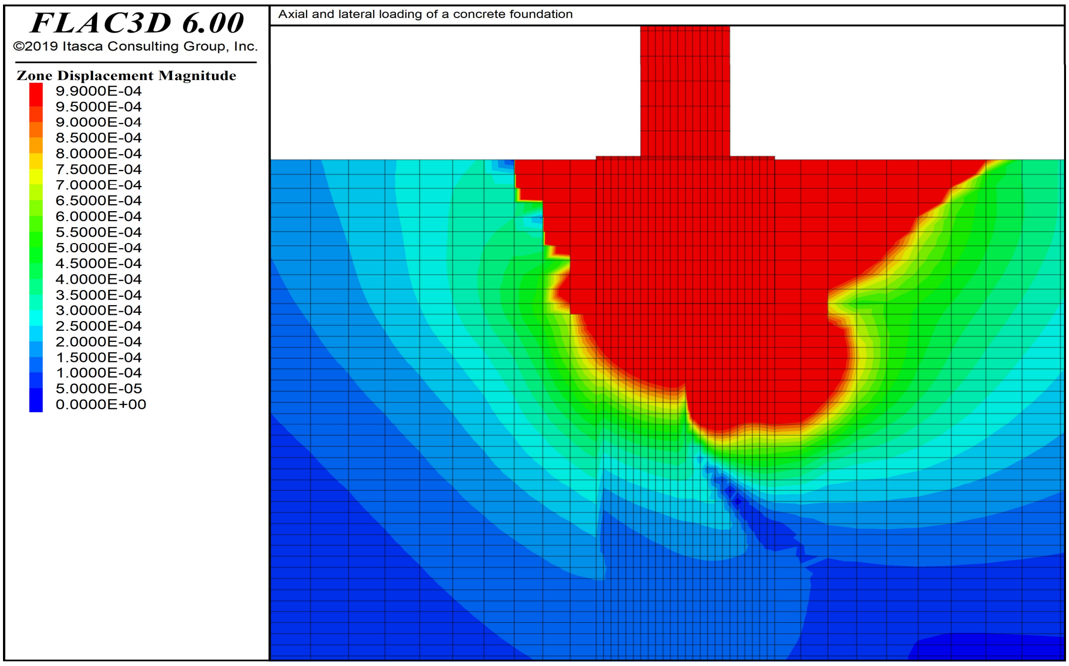

Figura 7-7: Spostamenti, Non Scalzato, Fondazione 2m.

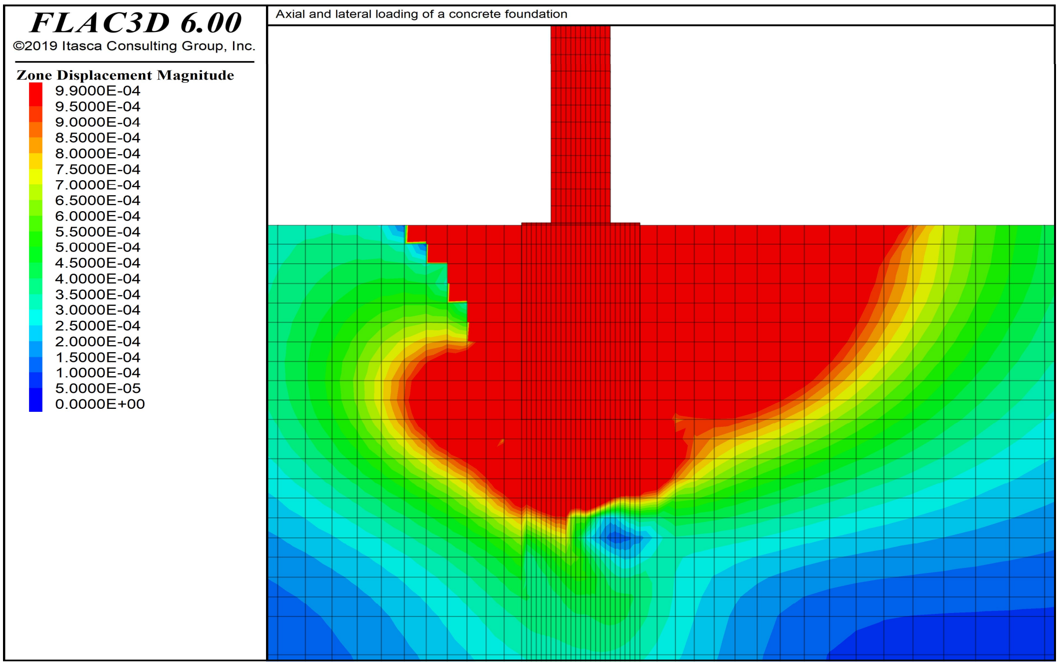

Figura 7-8: Spostamenti, Non Scalzato, Fondazione 4m.

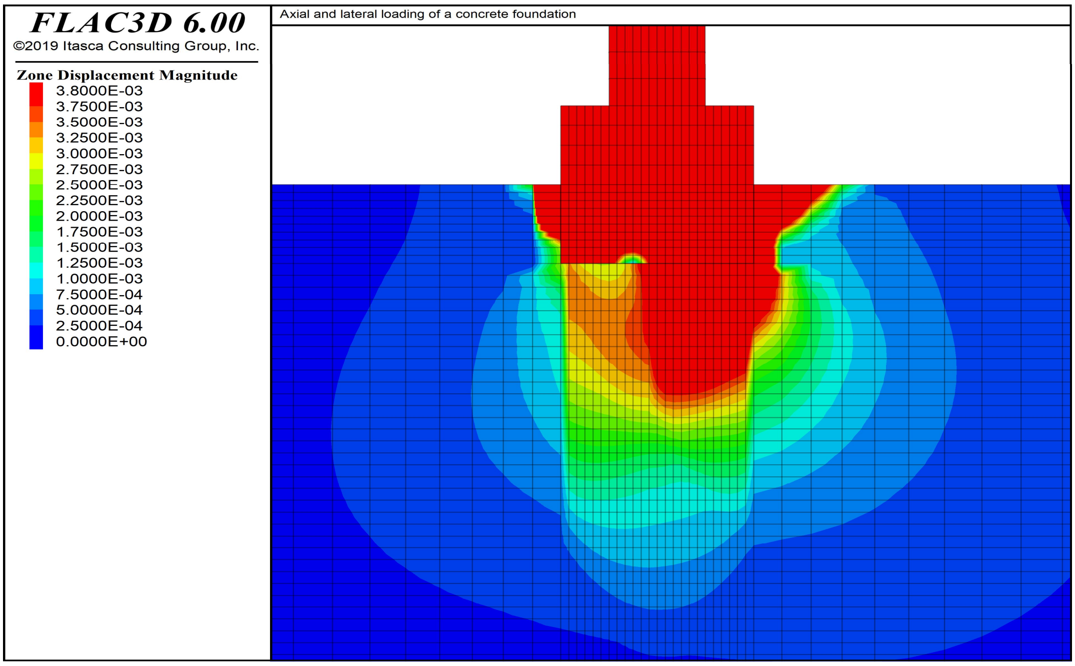

Figura 7-9: Spostamenti, Scalzamento Generalizzato, Fondazione 2m.

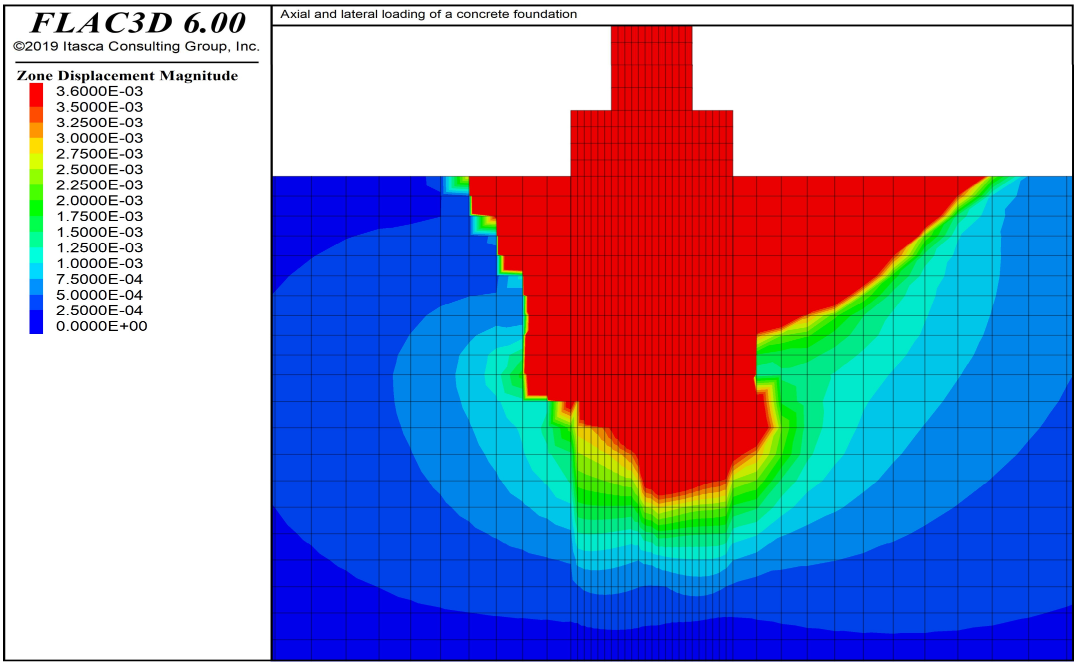

Figura 7-10: Spostamenti, Scalzamento Generalizzato, Fondazione 4m.

7.3 Conclusioni

Si riportano i risultati ottenuti nelle diverse prove effettuate. In particolare, sono presenti:

- i valori analitici determinati con la formulazione matematica citata nei capitoli precedenti, nell'ipotesi di scalzamento uniforme, non essendo applicabile nella casistica di erosione localizzata;
- i valori numerici determinati dalla modellazione tridimensionale, nell'ipotesi di scalzamento uniforme ed erosione localizzata;
- i valori sperimentali ricavati da studi precedenti (Ciancimino et al., submitted).

Le analisi condotte evidenziano come il metodo analitico permetta, nuovamente, di stimare i valori ultimi nel caso di scalzamento uniforme. Tale considerazione non è assolutamente valida per la casistica di erosione localizzata, difatti è presente un errore notevole nel non considerare tale geometria. All'aumentare della profondità della fondazione l'incidenza del fenomeno non varia notevolmente. Si evidenzia, inoltre, come anche la modellazione numerica tridimensionale colga l'importanza della direzione del carico applicato, e quindi, della diversa geometria presente lungo i due lati della fondazione.

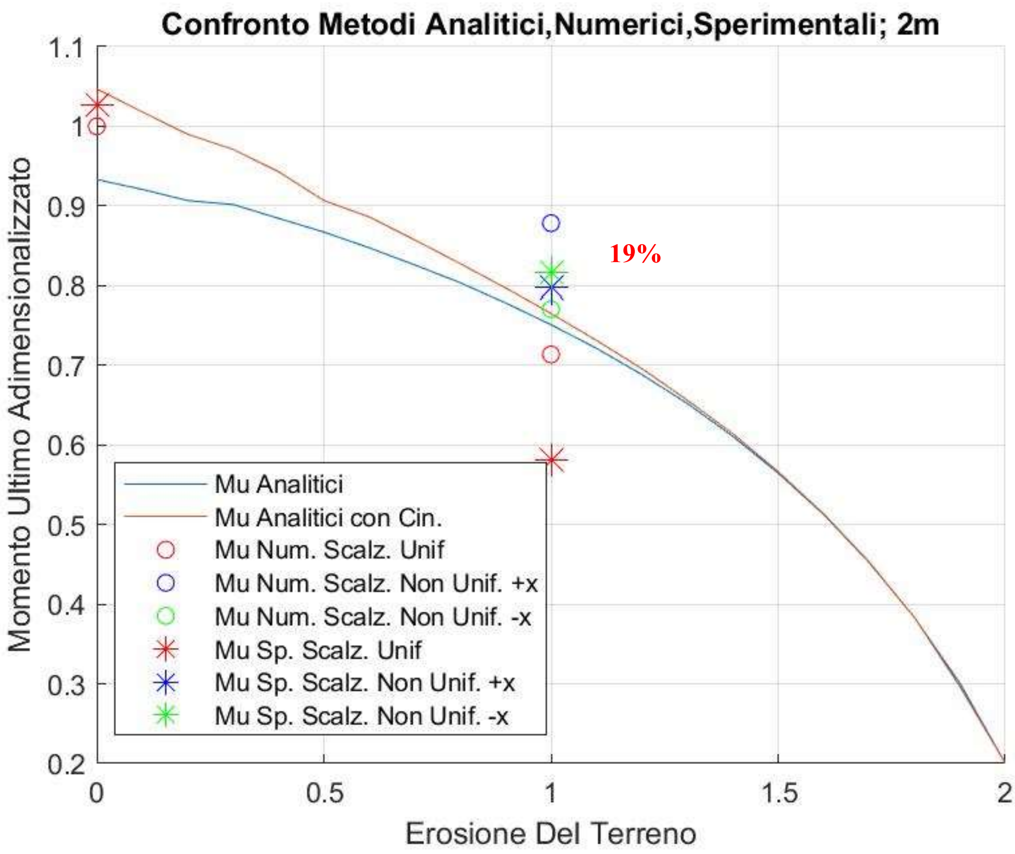

Figura 7-11: Confronto Metodi Analitici, Numerici, Sperimentali, Fondazione 2m. (Dati sperimentali from Ciancimino et al., submitted).

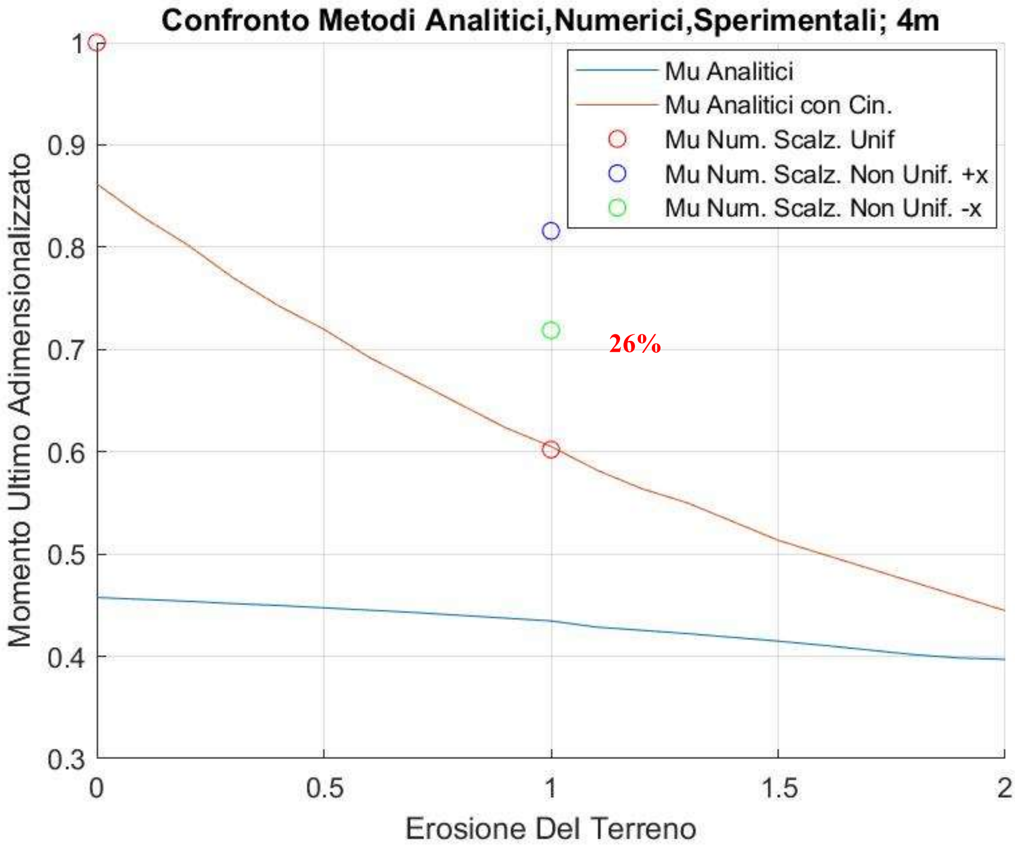

Figura 7-12: Confronto Metodi Analitici, Numerici, Fondazione 4m.

Si noti come la formulazione analitica, con la presenza di cinematismi, colga in parte l'aumento di resistenza ultima al collasso nel caso di scalzamento uniforme. Tale metodo non risulta efficace invece nel considerare l'effetto positivo determinato dal terreno ai lati della fondazione, nel caso di superficie con erosione localizzata. La differenza sui valori ultimi è rilevante, e non trascurabile.

8. Conclusioni

L'elaborato aveva come fine la modellazione numerica del comportamento di fondazione a cassone soggette a carichi verticali ed orizzontali, in condizione di scalzamento localizzato o generale. Il modello numerico sviluppato è stato, in una prima fase, validato mediante i risultati di una serie di prove sperimentali di riferimento (Ciancimino et al., submitted). In una seconda fase, per analizzare l'incidenza del fenomeno dello scalzamento localizzato e non, l'influenza dello scalzamento è stata studiata al variare della profondità della fondazione. A tal fine si sono realizzati i seguenti modelli

a) Modello Non Scalzato, Fondazione profonda 2m (Carico Verticale e PushOver).
b) Modello con scalzamento Uniforme, Fondazione profonda 2m (Carico Verticale e PushOver).
c) Modello con scalzamento Non Uniforme, Fondazione profonda 2m (Carico Verticale e PushOver).
d) Modello Non Scalzato, Fondazione profonda 4m (Carico Verticale e PushOver).
e) Modello con scalzamento Uniforme, Fondazione profonda 4m (Carico Verticale e PushOver).
f) Modello con scalzamento Non Uniforme, Fondazione profonda 4m (Carico Verticale e PushOver).

Per ogni modello citato si sono svolte le seguenti considerazioni:

- Modello con Fondazione 2m: confronto tra dati sperimentali (Ciancimino et al., submitted), analitici e numerici. Calcolo dell'incidenza del fenomeno dovuto alla considerazione o meno della superficie di scalzamento (Carico Verticale e PushOver).
- Modello con Fondazione 4m: confronto tra modelli numerici. Calcolo dell'incidenza del fenomeno dovuto alla considerazione o meno della superficie di scalzamento (Carico Verticale e PushOver).

I risultati dello studio evidenziano come il fenomeno dello scalzamento presenti una notevole incidenza sulla risposta dell'opera. In particolare, nel caso di prove verticali questa risulta determinante per fondazioni assimilabili a fondazioni superficiali, mentre assume rilevanza sempre minore all'aumentare della profondità della struttura. Al contrario, nel caso di carico orizzontale (prova pushover) la rilevanza del fenomeno risulta presente e determinante in entrambe le casistiche analizzate.

Sulla base delle analisi condotte si evidenzia inoltre come i metodi analitici, seppur implementati con considerazioni derivanti dalle fondazioni a pozzo, sembrano essere eccessivamente cautelativi nel caso di scalzamento localizzato. La loro applicazione non coglie il contributo positivo sulla resistenza ultima, dato dal terreno presente ai lati della fondazione, dunque difficilmente possono essere utilizzati per valutare in maniera ragionevole le prestazioni di una fondazione in tali condizioni. Viceversa, è possibile ottenere una stima ragionevole dell'effetto dello scalzamento localizzato considerando l'effettiva geometria del problema mediante simulazioni numeriche tridimensionali. Quest'ultime colgono inoltre l'effetto derivante dalla diversa geometria del terreno ai bordi della fondazione nel caso di prove a carico orizzontale, congruentemente ai risultati sperimentali. Uno studio futuro può fondarsi sul ricercare una formulazione analitica in grado di cogliere il comportamento nel caso di analisi con erosione localizzata.

9. Allegato A – Formulazioni Analitiche Fondazioni Superficiali

Si riportano le espressioni matematiche dei coefficienti in condizione drenata

Termini Peso Proprio

	Terzaghi 1943	**Meyerhof 1963**	**Hansen 1970**	**Vesic 1975**	**EC7 Brinch Hansen**
Nq	$tg^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right)\cdot e^{\pi\cdot tg\varphi'}$	$tg^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right)\cdot e^{\pi\cdot tg\varphi'}$	$tg^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right)\cdot e^{\pi\cdot tg\varphi'}$	$tg^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right)\cdot e^{\pi\cdot tg\varphi'}$	$tg^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right)\cdot e^{\pi\cdot tg\varphi'}$
Sq	-	$1+0{,}1\,K_p\frac{B'}{L'}$ $K_p=\frac{1+sen\varphi'}{1-sen\varphi'}$	$1+\frac{B'}{L'}\,sin\varphi'$	$1+\frac{B'}{L'}\,tg\varphi'$	$1+\frac{B'}{L'}\,sin\varphi'$ se rett. $1+\,sin\varphi'$ se circ.
dq	-	$1+0{,}1\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$ $K_p=\frac{1+sen\varphi'}{1-sen\varphi'}$	$1+2\;tg\varphi'(1-sen\varphi')^2\cdot k$ $k=\frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B}\leq 1$ $k=arctg\left(\frac{D}{B}\right)$ se $\frac{D}{B}>1$	$1+2\;tg\varphi'(1-sen\varphi')^2\cdot k$ $k=\frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B}\leq 1$ $k=arctg\left(\frac{D}{B}\right)$ se $\frac{D}{B}>1$	$1+2\;tg\varphi'(1-sen\varphi')^2\cdot k$ $k=\frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B}\leq 1$ $k=arctg\left(\frac{D}{B}\right)$ se $\frac{D}{B}>1$
iq	-	$\left(1-\frac{\theta°}{90°}\right)$ $tg\theta=\frac{H}{N}$	$\left(1-\frac{0{,}5\,H}{V+B'L'c'cotg\varphi'}\right)^5$	$\left(1-\frac{H}{V+B'L'c'cotg\varphi'}\right)^m$ $m=m_L\cos^2\theta+m_B sen^2\theta$ $m_B=\frac{2+B'/L'}{1+B'/L'}$ $m_L=\frac{2+L'/B'}{1+L'/B'}$	$\left(1-\frac{H}{V+B'L'c'cotg\varphi'}\right)^m$ $m=m_L\cos^2\theta+m_B sen^2\theta$ $m_B=\frac{2+B'/L'}{1+B'/L'}$ $m_L=\frac{2+L'/B'}{1+L'/B'}$
gq	-	-	$(1-0{,}5\,tg\omega)^5$	$(1-0{,}5\,tg\omega)^2$	$(1-\,tg\omega)^2$
bq	-	-	$e^{(-2\alpha\,tg\varphi')}$	$(1-\alpha\,tg\varphi')^2$	$(1-\alpha\,tg\varphi')^2$

Termini Coesione					
	Terzaghi 1943	**Meyerhof 1963**	**Hansen 1970**	**Vesic 1975**	**EC7 Brinch Hansen**
Nc	$(N_q - 1)\ \text{cotg}\varphi'$	$(N_q - 1)\ \text{cotg}\varphi'$	$(N_q - 1)\ \text{cotg}\varphi'$	$(N_q - 1)\ \text{cotg}\varphi'$	$(N_q - 1)\ \text{cotg}\varphi'$
Sc	$1 + 0{,}3\frac{B'}{L'}$ rettangolare 1,3 se circolare	$1 + 0{,}2\ K_p \frac{B'}{L'}$ $K_p = \frac{1 + \text{sen}\varphi'}{1 - \text{sen}\varphi'}$	$1 + \frac{B'}{L'}\frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'}\frac{N_q}{N_c}$	$\frac{(s_q N_q - 1)}{N_q - 1}$
dc	-	$1 + 0{,}2\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$ $K_p = \frac{1 + \text{sen}\varphi'}{1 - \text{sen}\varphi'}$	$1 + 0{,}4k$ $k = \frac{D}{B}\ \text{se}\ \frac{D}{B} \leq 1$ $k = \text{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)\ \text{se}\ \frac{D}{B} > 1$	$1 + 0{,}4k$ $k = \frac{D}{B}\ \text{se}\ \frac{D}{B} \leq 1$ $k = \text{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)\ \text{se}\ \frac{D}{B} > 1$	$d_q - \frac{1 - d_q}{N_c\ \text{tg}\varphi'}$
ic	-	$\left(1 - \frac{\theta°}{90°}\right)$ $\text{tg}\theta = \frac{H}{N}$	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c\ \text{tg}\varphi'}$
gc	-	-	$1 - \omega°/147°$	$1 - \omega°/147°$	$g_q - \frac{1 - g_q}{N_c\ \text{tg}\varphi'}$
bc	-	-	$1 - \omega°/147°$	$1 - \frac{2\omega}{5{,}14\ \text{tg}\varphi'}$	$b_q - \frac{1 - b_q}{N_c\ \text{tg}\varphi'}$

Termini Sovraccarico

	Terzaghi 1943	Meyerhof 1963	Hansen 1970	Vesic 1975	EC7 Brinch Hansen
Nγ	$2\,(N_q+1)\,tg\varphi'$ Vesic	$(N_q-1)\,tg(1{,}4\varphi')$	$1{,}5\,(N_q-1)\,tg\varphi'$	$2\,(N_q+1)\,tg\varphi'$	$2\,(N_q-1)\,tg\varphi'$
Sγ	$1-0{,}2\,\frac{B'}{L'}$ rettangolare 0,6 se circolare	$1+0{,}1\,K_p\frac{B'}{L'}$ $K_p=\frac{1+sen\varphi'}{1-sen\varphi'}$	$1-0{,}4\frac{B'}{L'}$	$1-0{,}4\frac{B'}{L'}$	$1-0{,}3\frac{B'}{L'}$ se rettang. 0,7 se circolare
dγ	-	$1+0{,}1\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$ $K_p=\frac{1+sen\varphi'}{1-sen\varphi'}$	1	1	1
iγ	-	$\left(1-\frac{\theta°}{\varphi'°}\right)^2$ $tg\theta=\frac{H}{N}$	$\left(1-\frac{H}{V+B'L'c'cotg\varphi'}\right)^{m+1}$ $m=m_L\cos^2\theta+m_B sen^2\theta$ $m_B=\frac{2+B'/L'}{1+B'/L'}$ $m_L=\frac{2+L'/B'}{1+L'/B'}$	$\left(1-\frac{H}{V+B'L'c'cotg\varphi'}\right)^{m+1}$ $m=m_L\cos^2\theta+m_B sen^2\theta$ $m_B=\frac{2+B'/L'}{1+B'/L'}$ $m_L=\frac{2+L'/B'}{1+L'/B'}$	$\left(1-\frac{H}{V+B'L'c'cotg\varphi'}\right)^{m+1}$ $m=m_L\cos^2\theta+m_B sen^2\theta$ $m_B=\frac{2+B'/L'}{1+B'/L'}$ $m_L=\frac{2+L'/B'}{1+L'/B'}$
gγ	-	-	$(1-0{,}5\,tg\omega)^2$	$(1-0{,}5\,tg\omega)^2$	$(1-tg\omega)^2$
bγ	-	-	$(1-\alpha\,tg\varphi')^2$	$(1-\alpha\,tg\varphi')^2$	$(1-\alpha\,tg\varphi')^2$

Formule Generali		
Metodo	**Qlim**	**Nrd**
Terzaghi 1943	Rettangolare $q_0 N_q + c s_c N_c + \frac{1}{2} B' \gamma' s_\gamma N_\gamma$ Circolare (Senza ½) $q_0 N_q + c s_c N_c + D \gamma' S_\gamma N_\gamma$	Rettangolare $q_{lim} B'L'/\gamma_{rd}$ Circolare $q_{lim} A'/\gamma_{rd}$
Meyerhof 1963	Carico Verticale $q_0 N_q s_q d_q + c s_c d_c N_c + \frac{1}{2} B' \gamma' s_\gamma d_\gamma N_\gamma$ Carico Inclinato $q_0 N_q i_q d_q + c i_c d_c N_c + \frac{1}{2} B' \gamma' i_\gamma d_\gamma N_\gamma$	$q_{lim} B'L'/\gamma_{rd}$
Hansen 1970	$q_0 N_q s_q d_q i_q g_q b_q + c s_c d_c i_c g_c b_c N_c + \frac{1}{2} B' \gamma' s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma N_\gamma$	$q_{lim} B'L'/\gamma_{rd}$
Vesic 1975	$q_0 N_q s_q d_q i_q g_q b_q + c s_c d_c i_c g_c b_c N_c + \frac{1}{2} B' \gamma' s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma N_\gamma$	$q_{lim} B'L'/\gamma_{rd}$
EC7 Brinch Hansen	$d_q i_q g_q b_q + c s_c d_c i_c g_c b_c N_c + \frac{1}{2} B' \gamma' s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma N_\gamma$	Rettangolare $q_{lim} B'L'/\gamma_{rd}$ Circolare $q_{lim} A'/\gamma_{rd}$

10. Allegato B – Stato Tensionale Iniziale

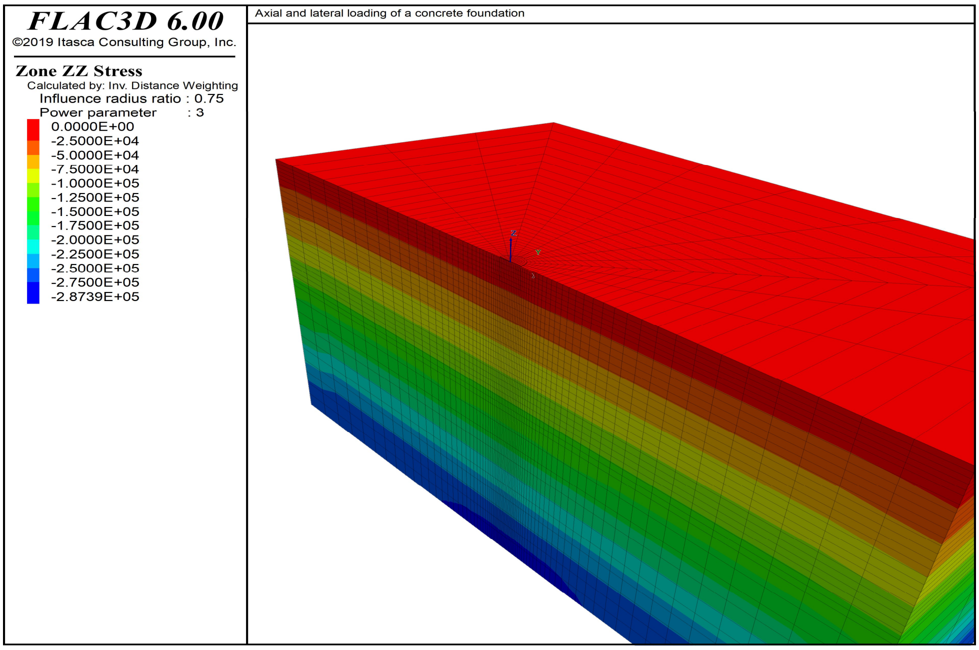

Figura 10-1: Stato Tensionale Iniziale Scalzamento 0,00m.

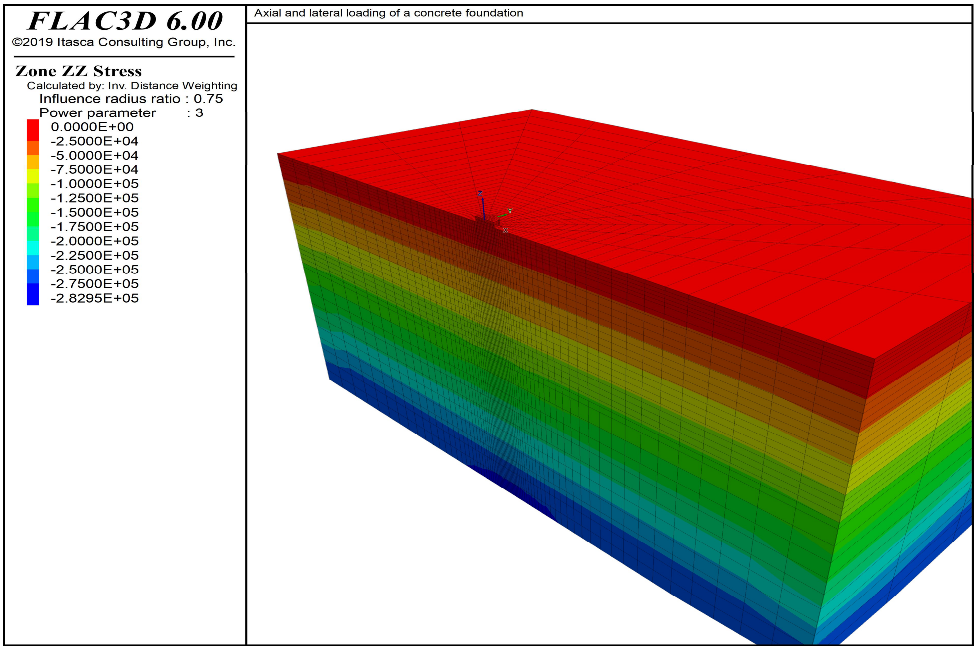

Figura 10-2: Stato Tensionale Iniziale Scalzamento 0,50m.

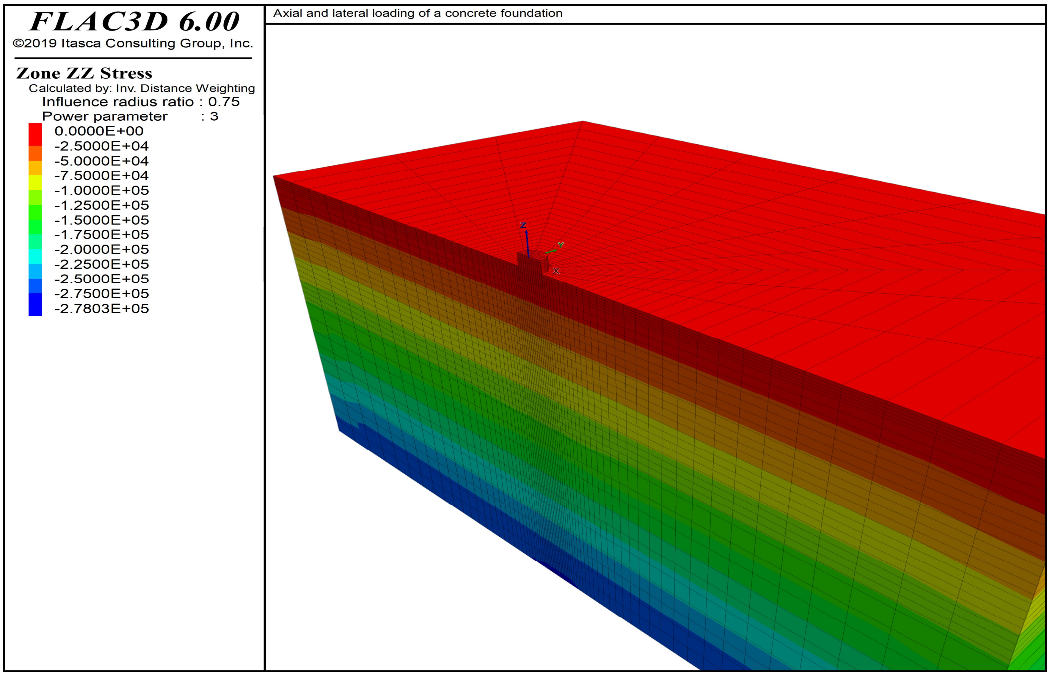

Figura 10-3: Stato Tensionale Iniziale Scalzamento 1,00m.

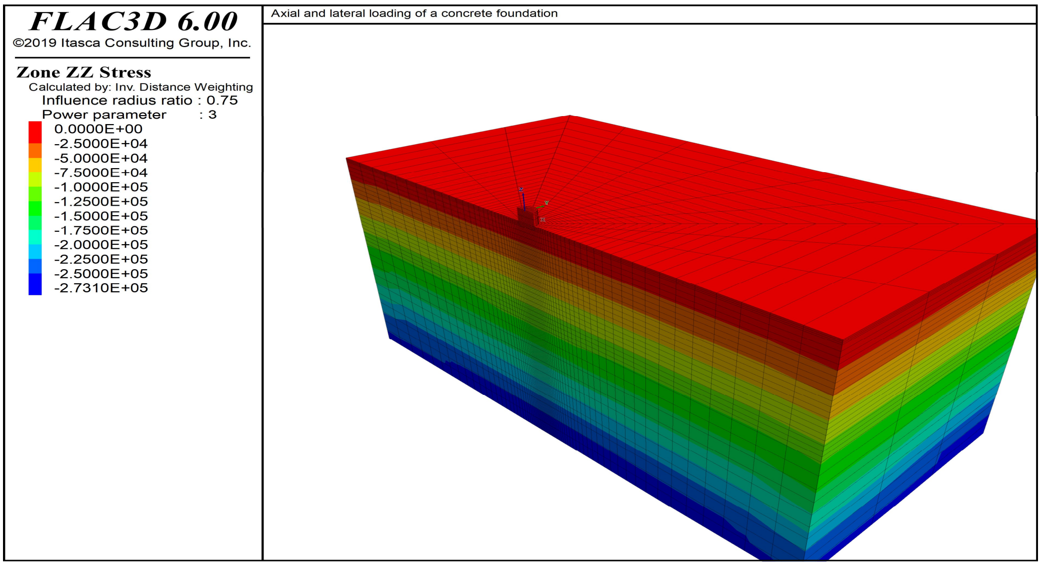

Figura 10-4: Stato Tensionale Iniziale Scalzamento 1,50m.

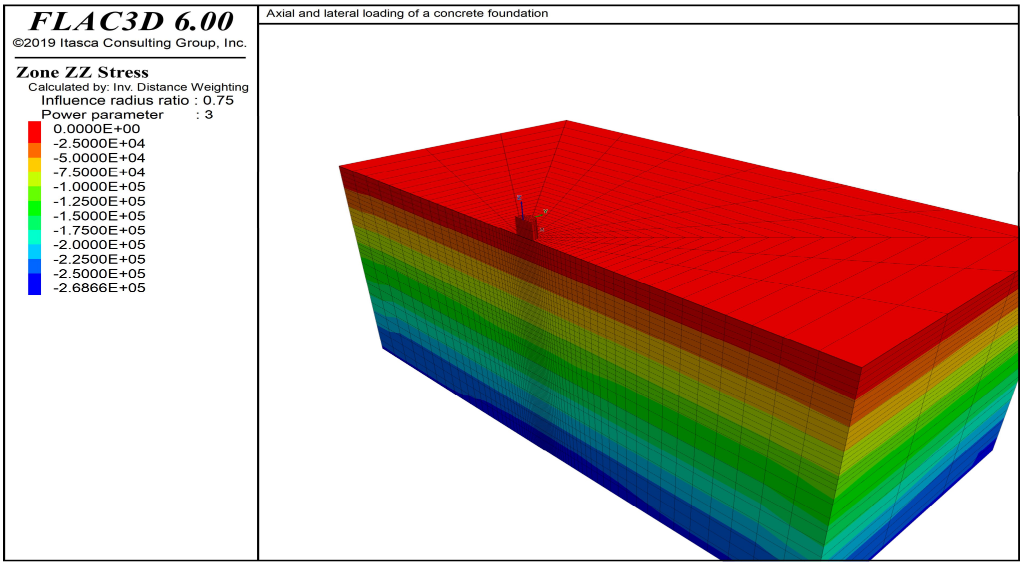

Figura 10-5: Stato Tensionale Iniziale Scalzamento 2,00m.

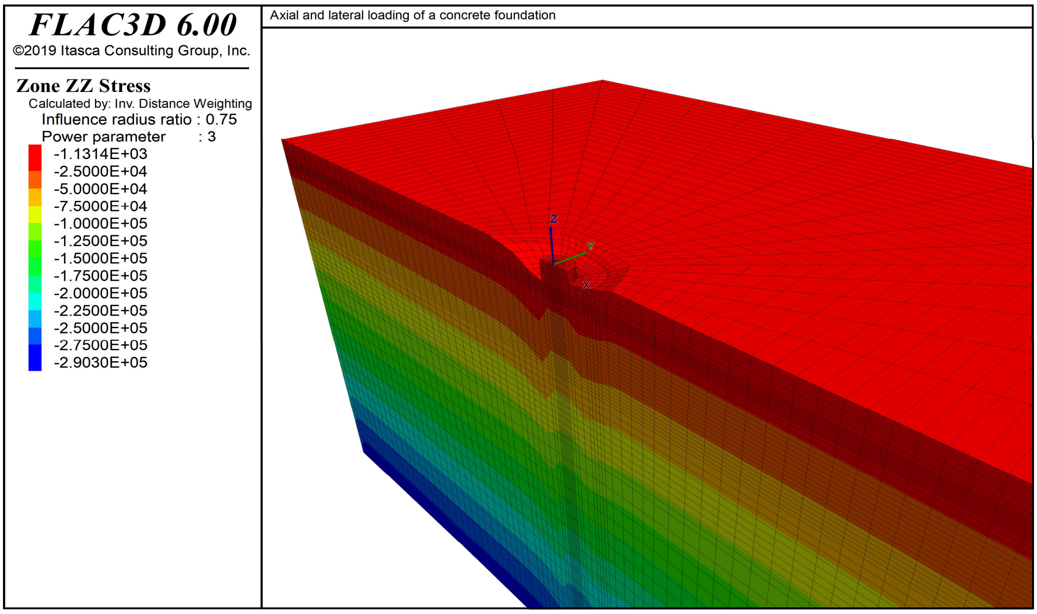

Figura 10-6: Stato Tensionale Iniziale Scalzamento Localizzato

11. Allegato C – Carico Verticale, Fondazione 2m

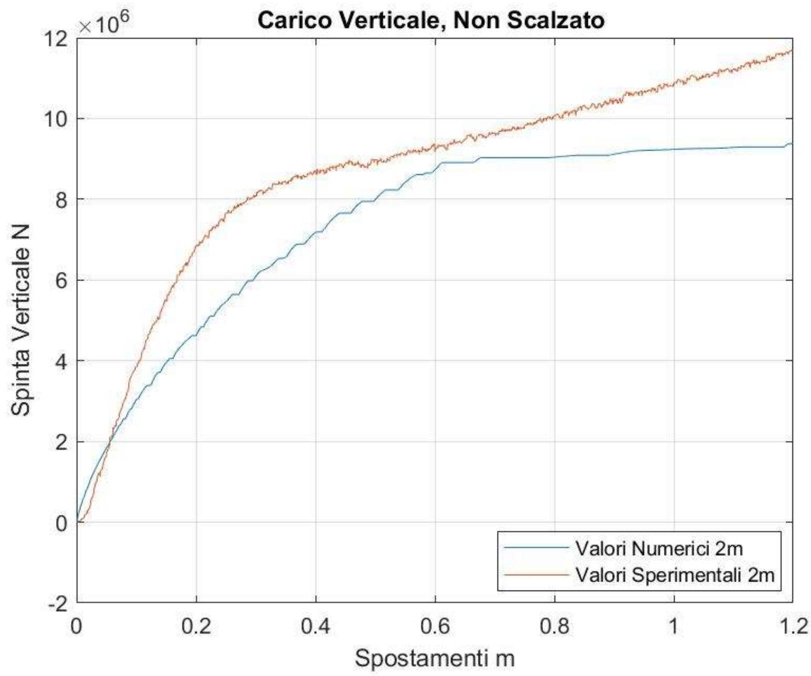

Figura 11-1: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento 0,00m (dati sperimentali da Ciancimino et al, submitted).

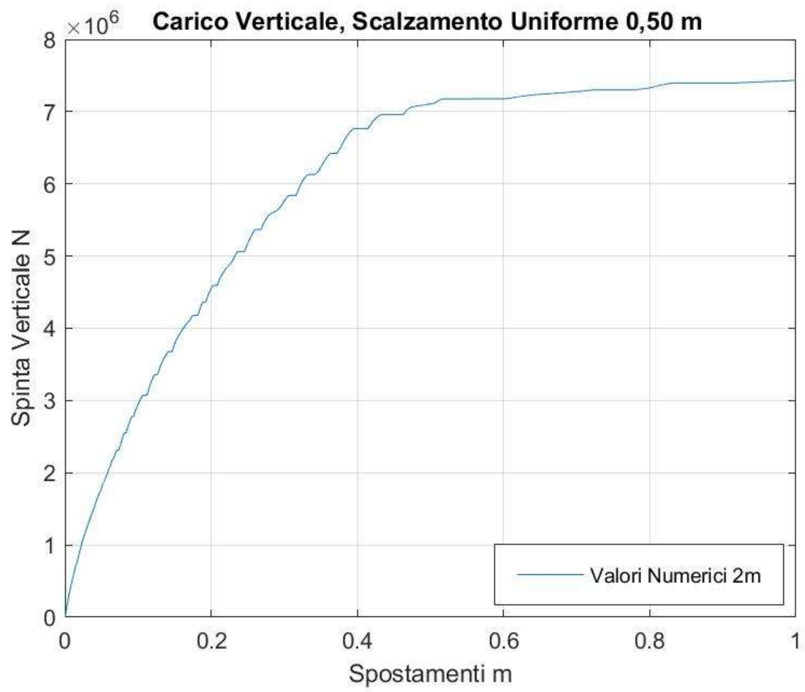

Figura 11-2: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento 0,50m.

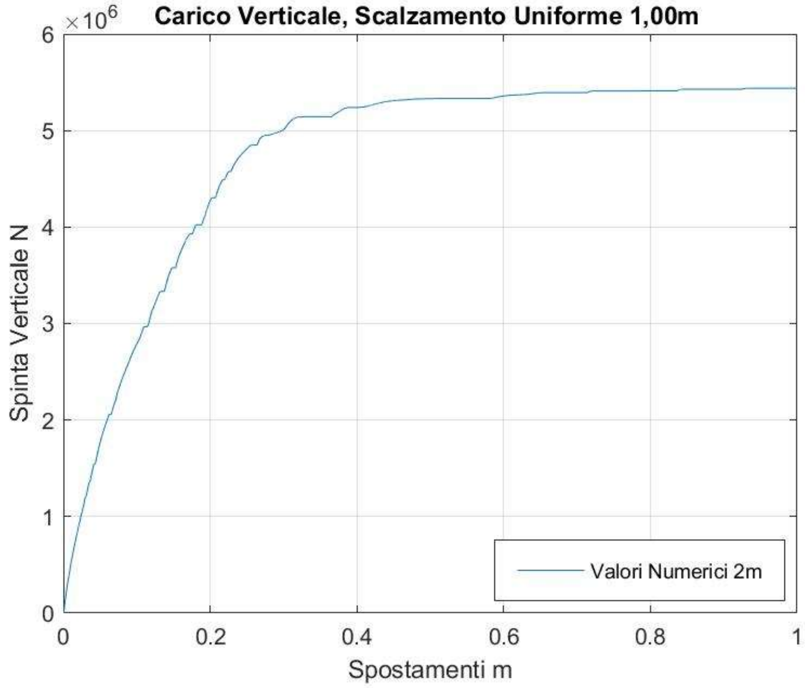

Figura 11-3: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento 1,00m.

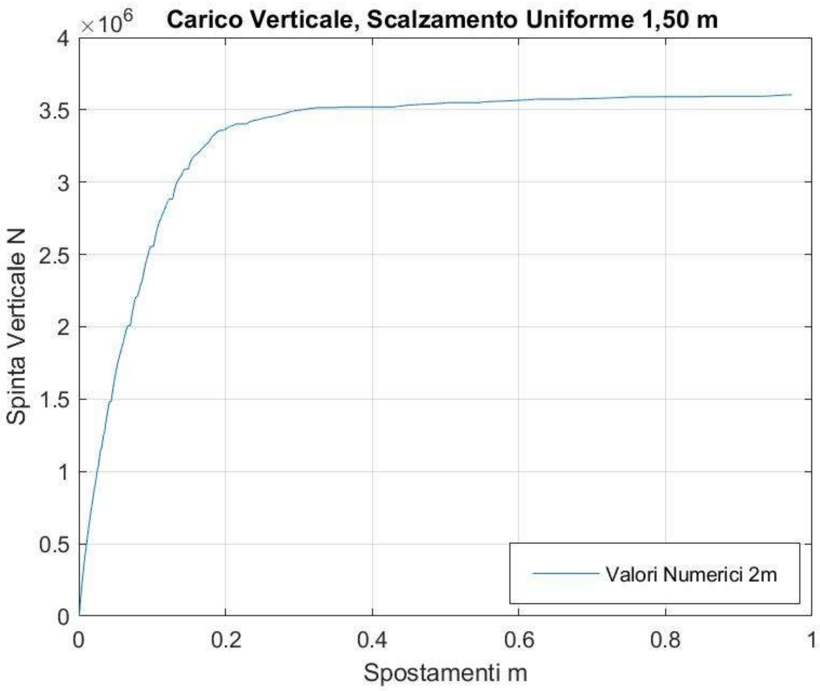

Figura 11-4: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento 1,50m.

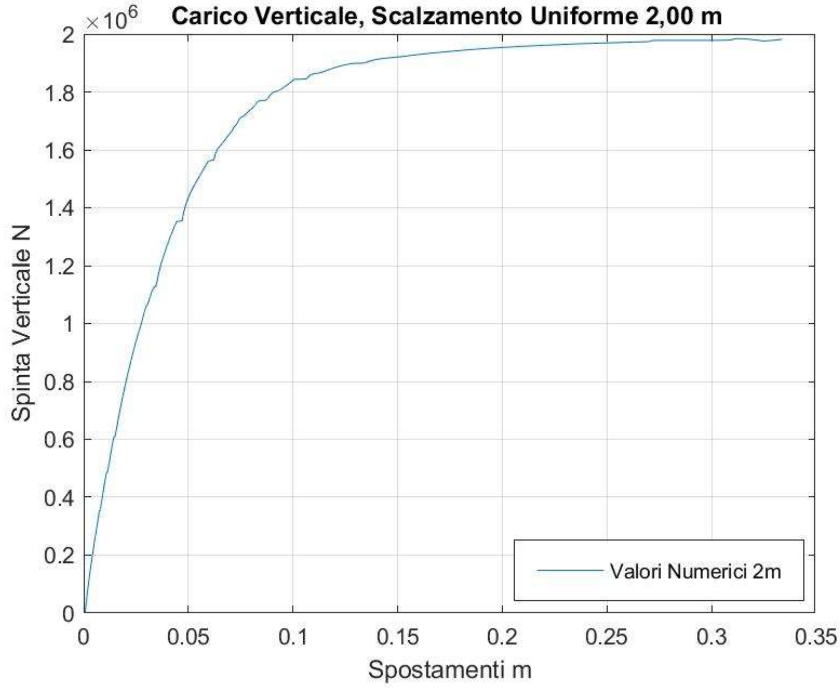

Figura 11-5: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento 2,00m.

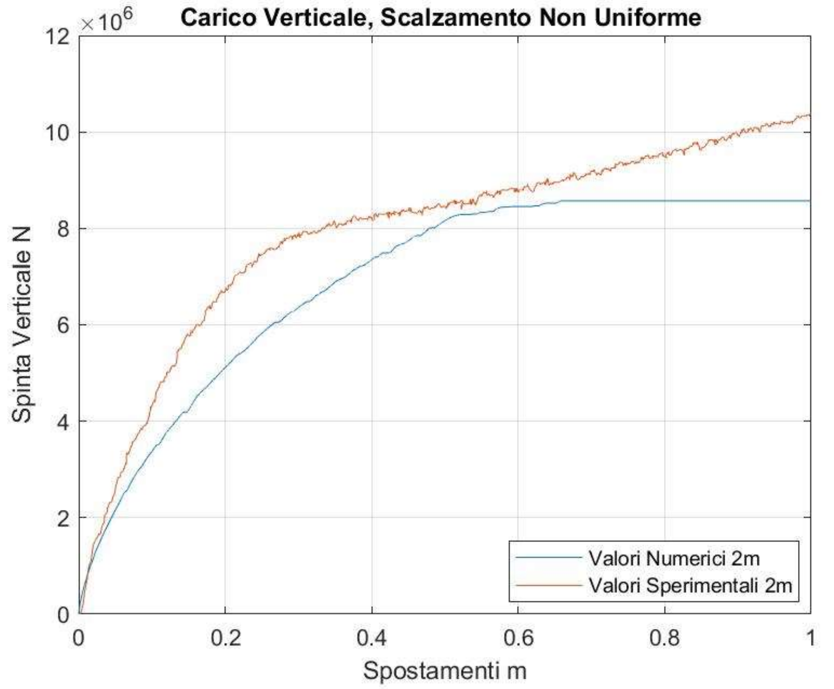

Figura 11-6: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento Localizzato (dati sperimentali da Ciancimino et al, submitted).

12. Allegato D – Prova pushover, Fondazione 2m

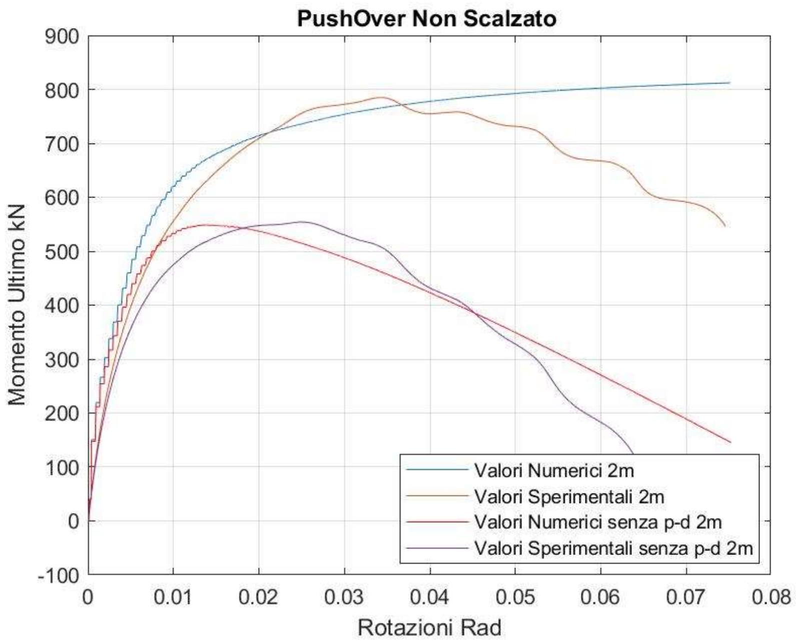

Figura 12-1: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento 0,00m (dati sperimentali da Ciancimino et al, submitted).

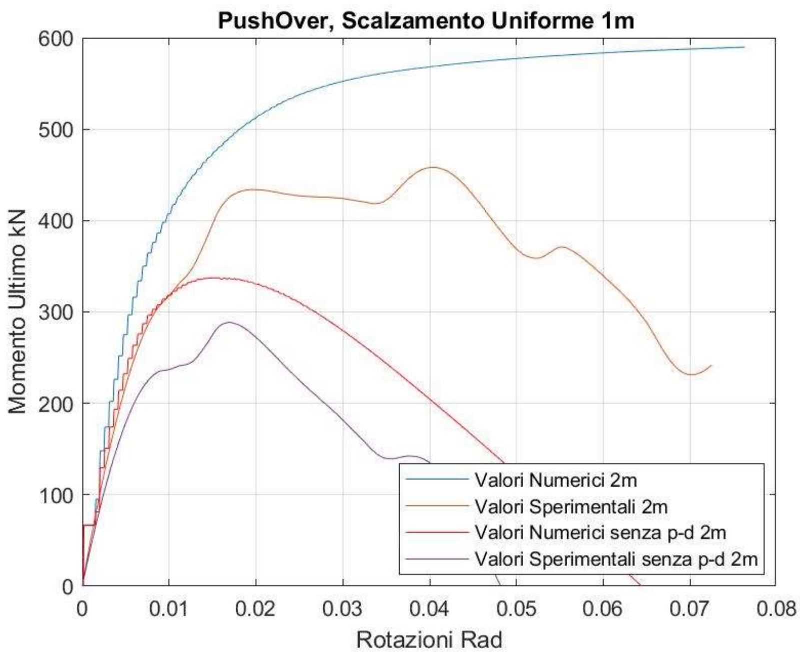

Figura 12-2: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento 1,00m (dati sperimentali da Ciancimino et al, submitted).

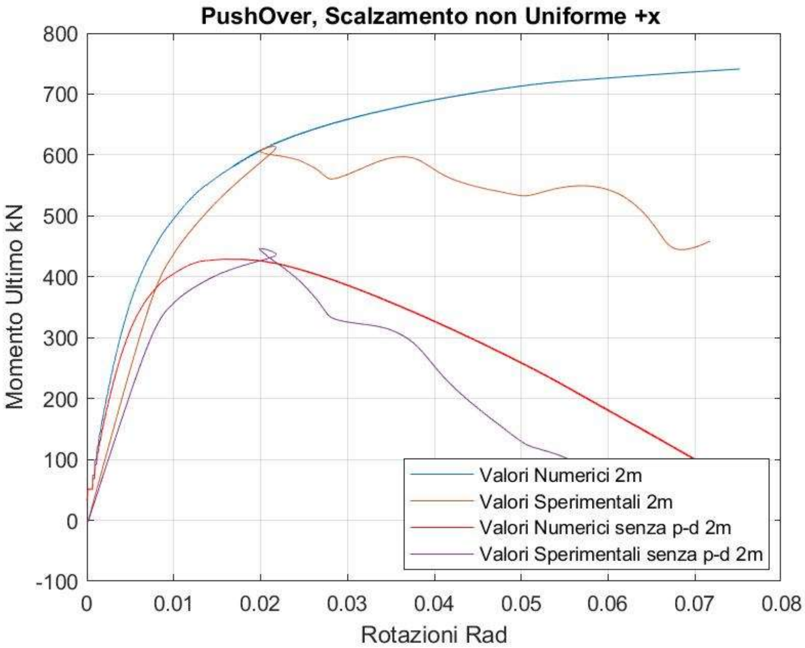

Figura 12-3: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento Localizzato, Forza +x (dati sperimentali da Ciancimino et al, submitted).

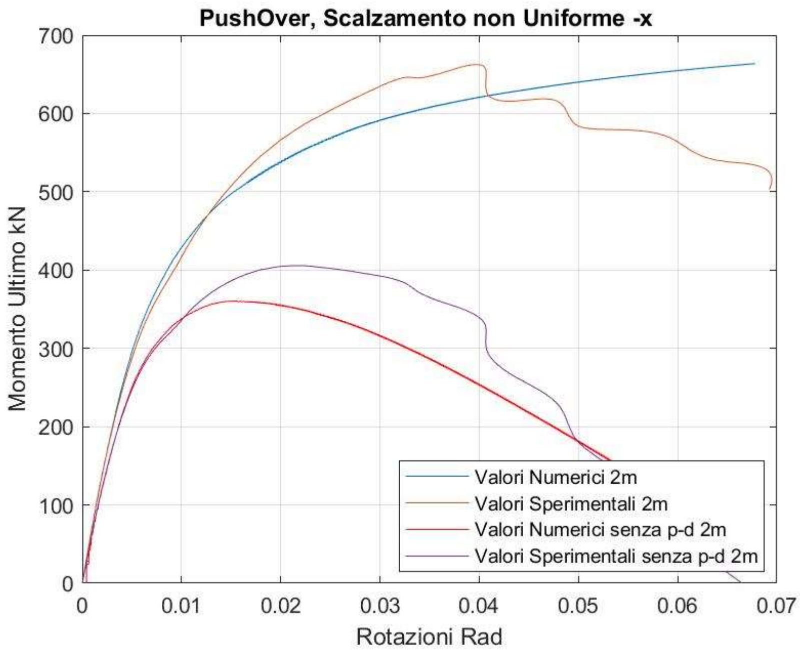

Figura 12-4: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento Localizzato, Forza -x (dati sperimentali da Ciancimino et al, submitted).

13. Allegato E – Carico Verticale, Fondazione 4m

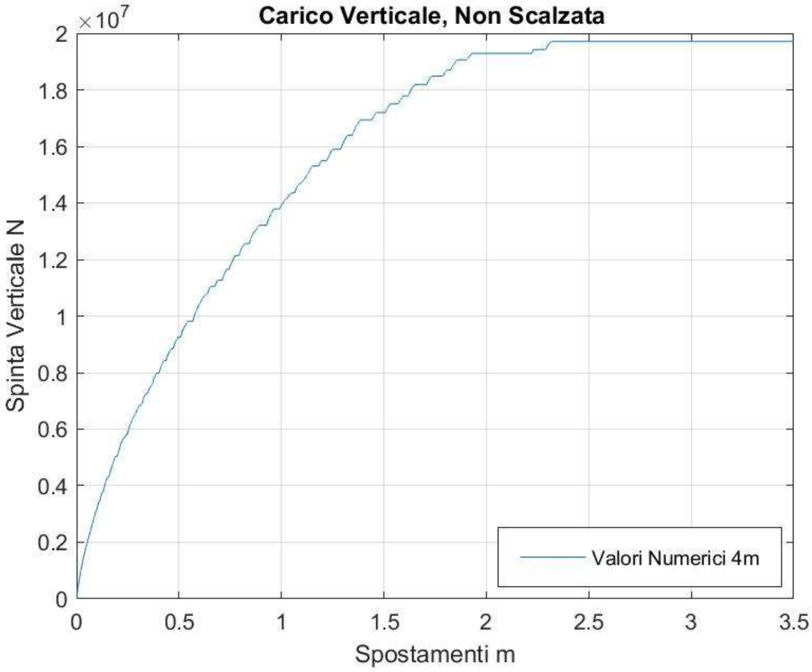

Figura 13-1: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento 0,00m.

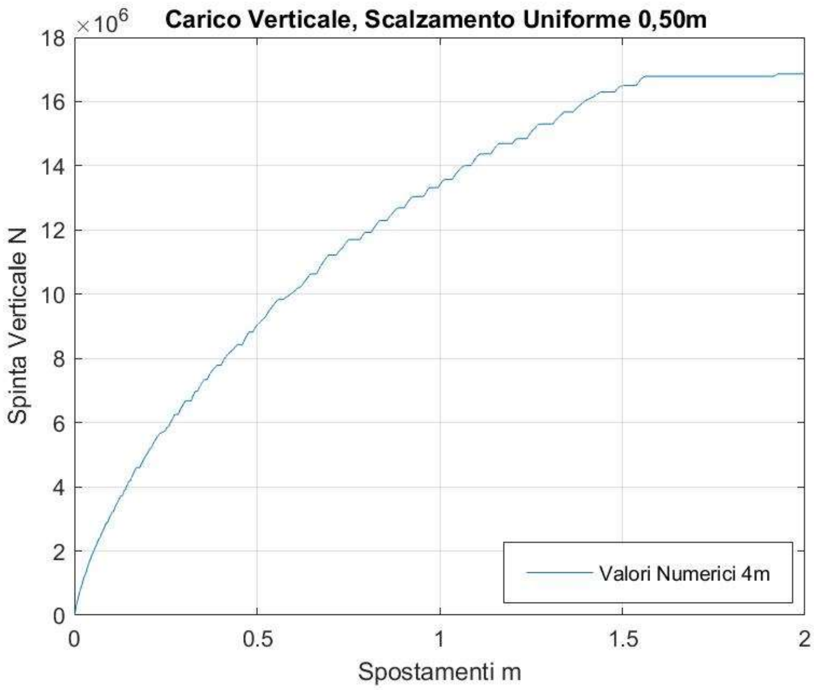

Figura 13-2: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento 0,50m.

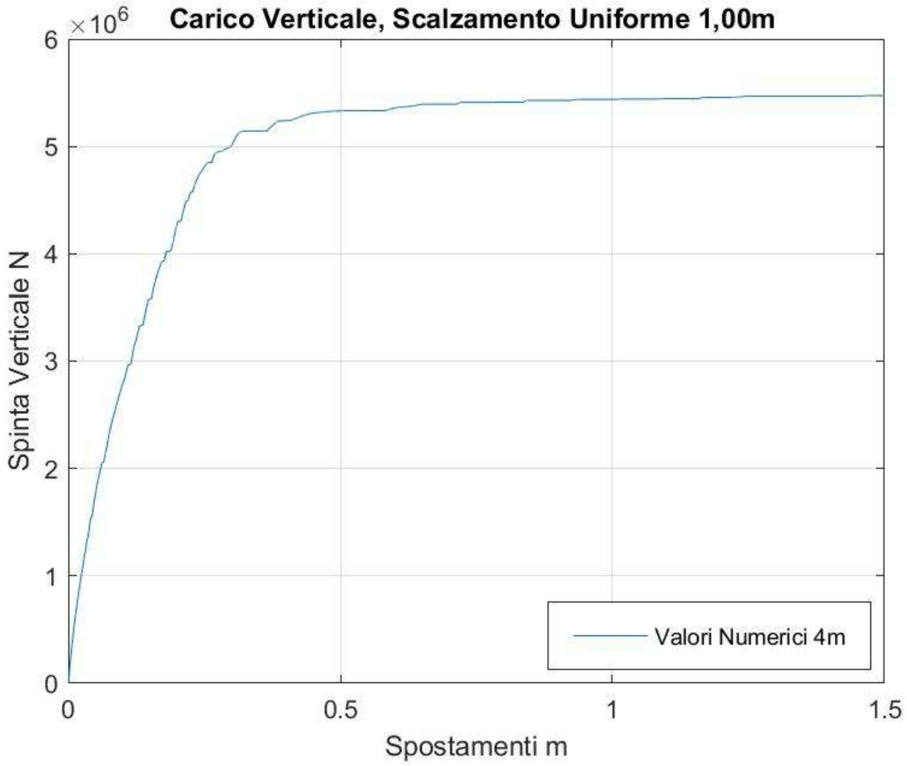

Figura 13-3: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento 1,00m.

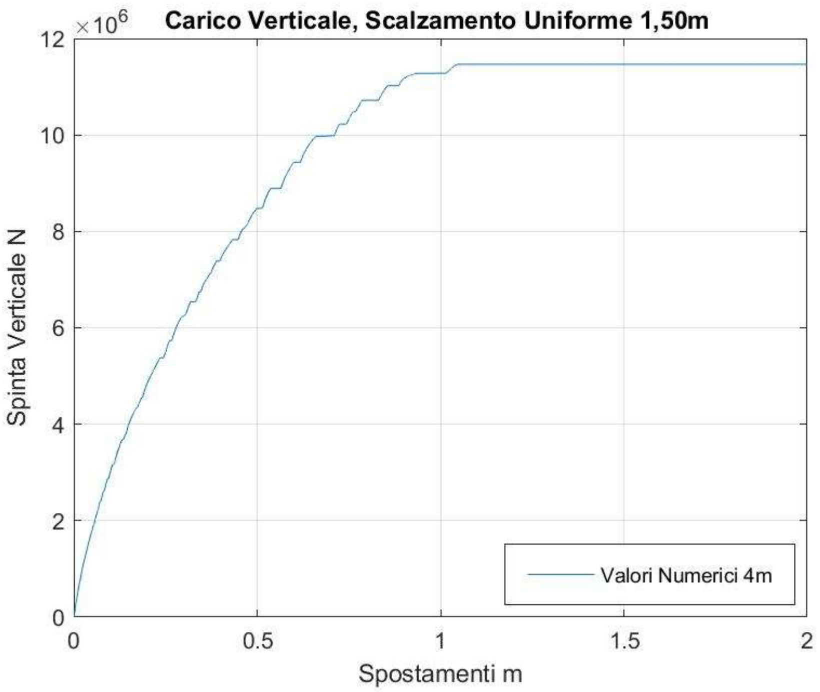

Figura 13-4: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento 1,50m.

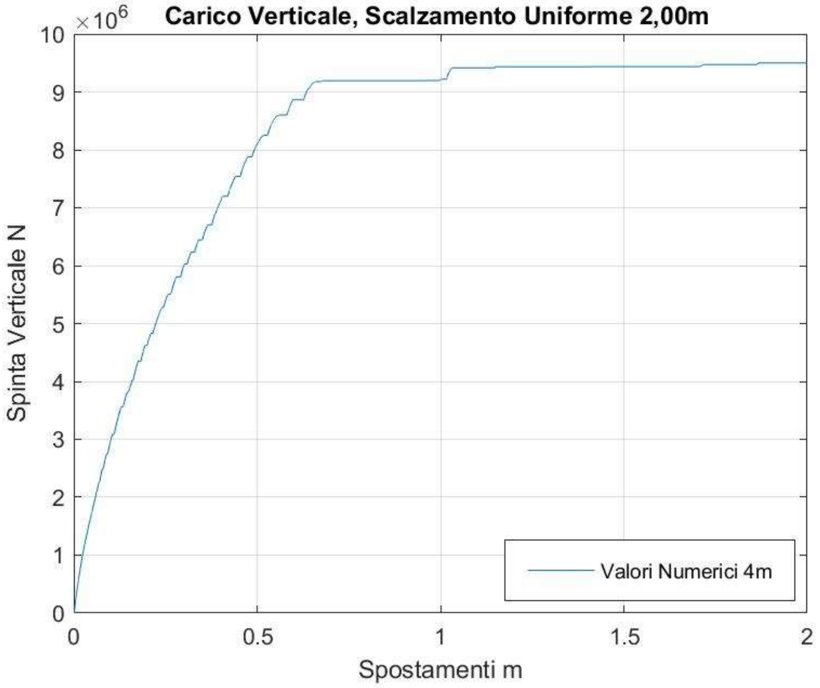

Figura 13-5: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento 2,00m.

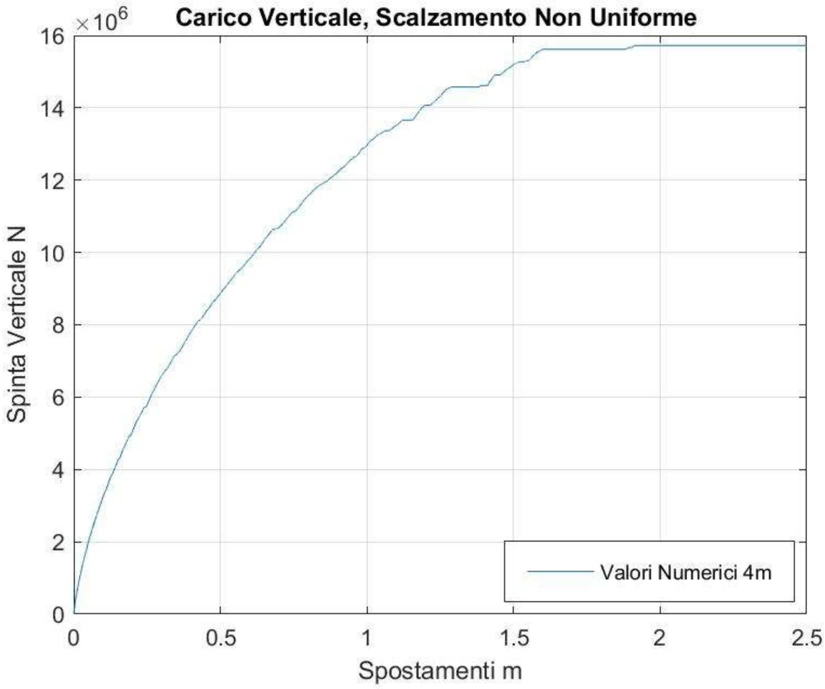

Figura 13-6: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento Localizzato.

14. Allegato F – Prova pushover, Fondazione 4m

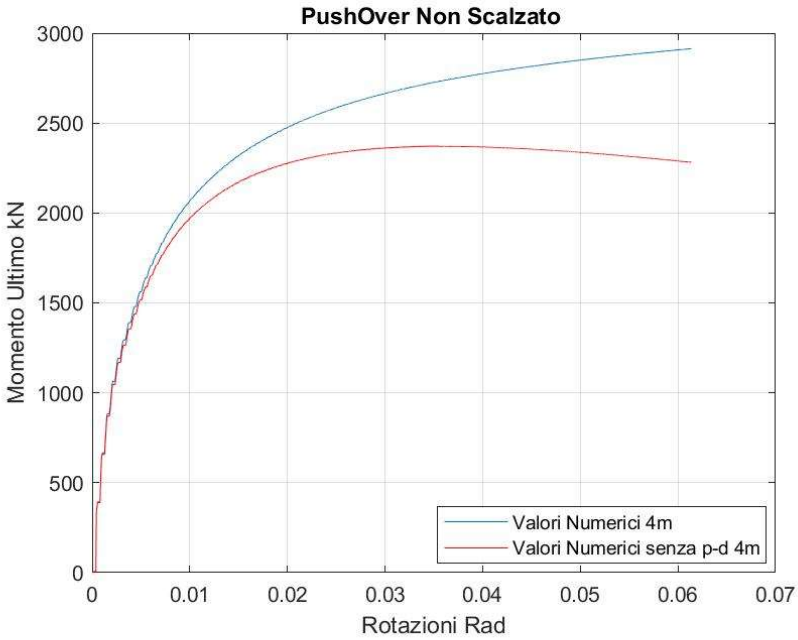

Figura 14-1: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento 0,00m.

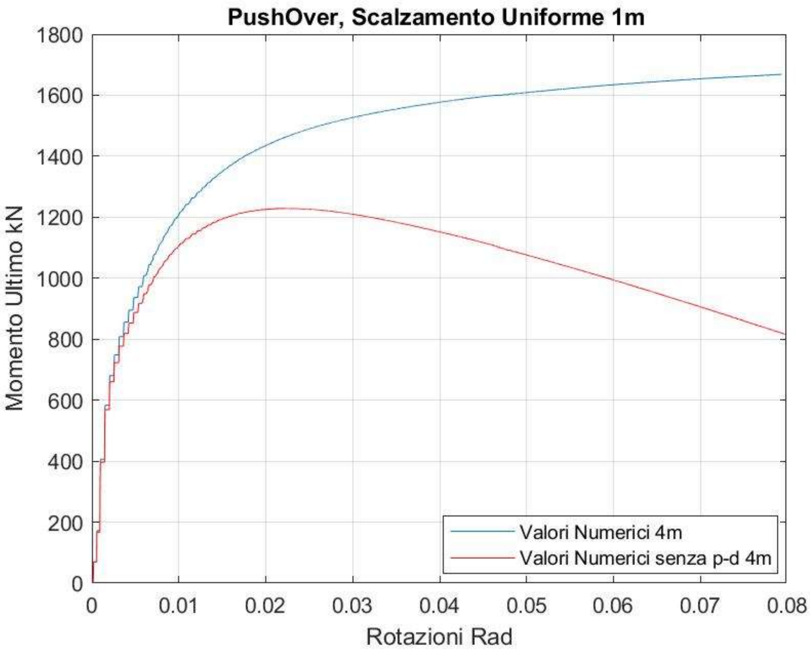

Figura 14-2: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento 1,00m.

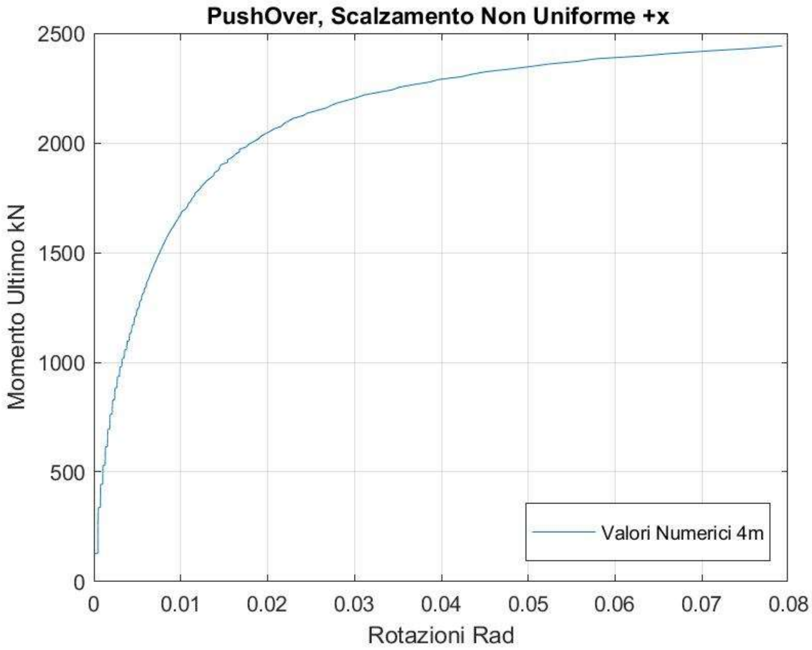

Figura 14-3: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento Localizzato, Forza +x

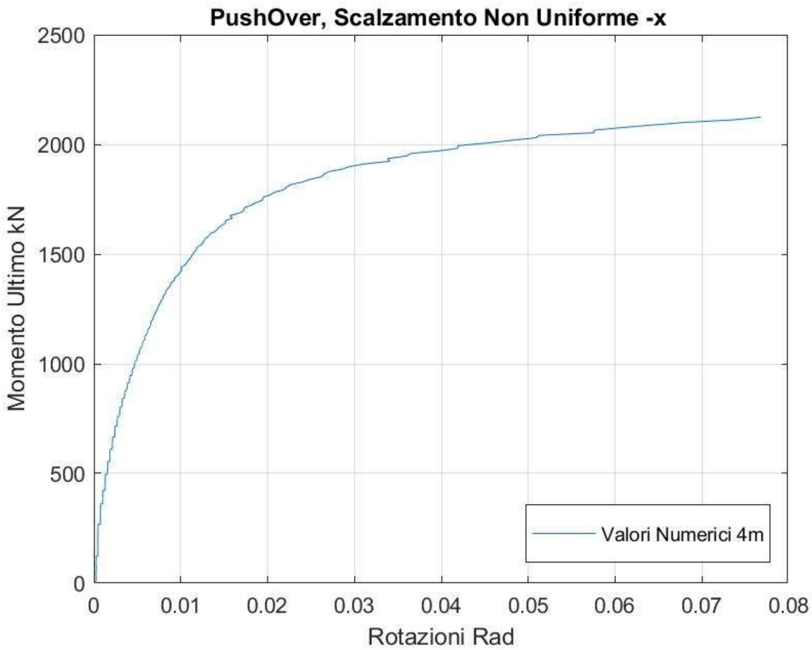

Figura 14-4: Curva Sforzo Deformazione - Scalzamento Localizzato, Forza -x

15. Allegato G – Plot prova Pushover

15.1 Stato Tensionale Finale (xz)

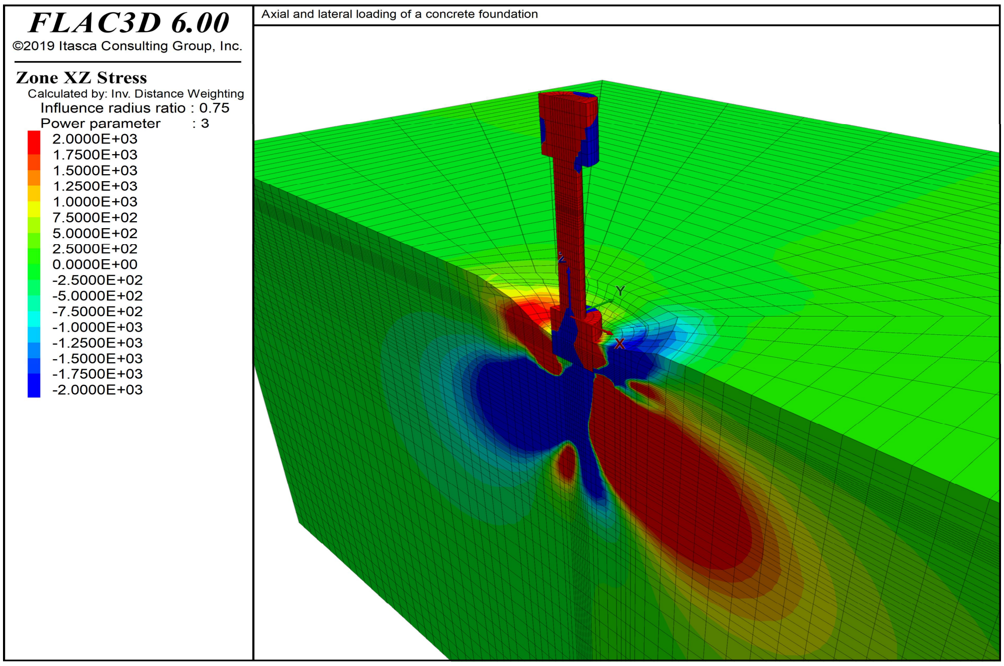

Figura 15-1: Stato tensionale Finale, +x, Fondazione 2m.

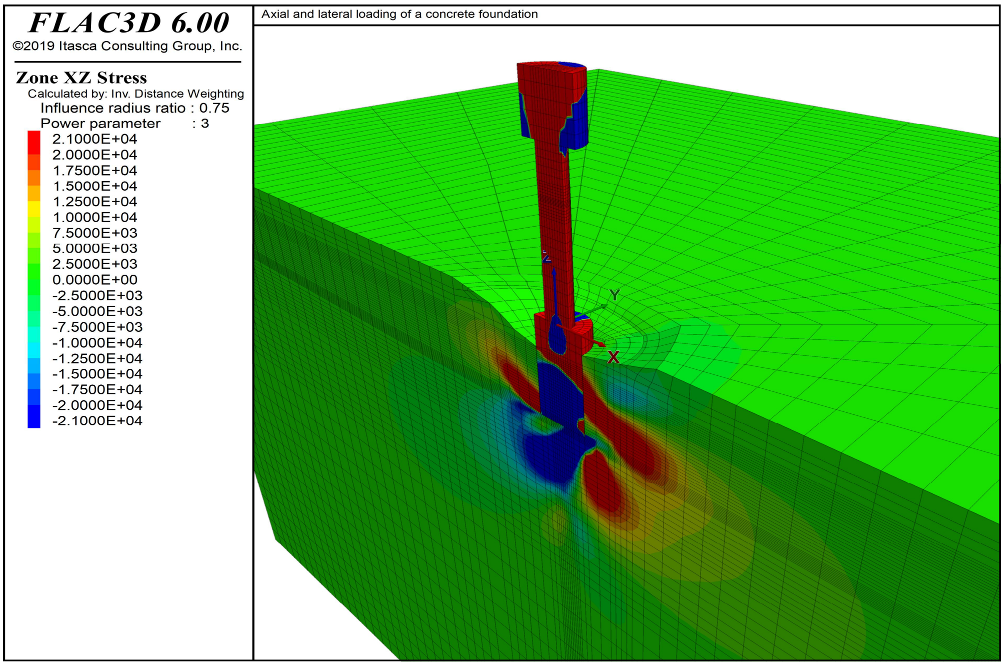

Figura 15-2: Stato tensionale Finale, +x, Fondazione 4m.

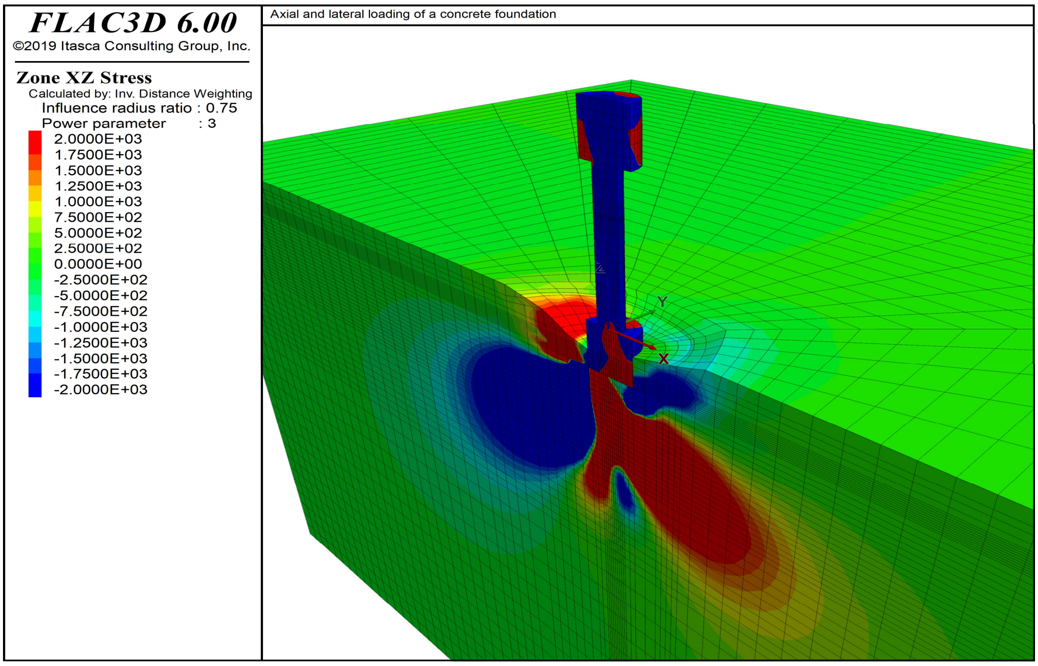

Figura 15-3: Stato tensionale Finale, -x, Fondazione 2m.

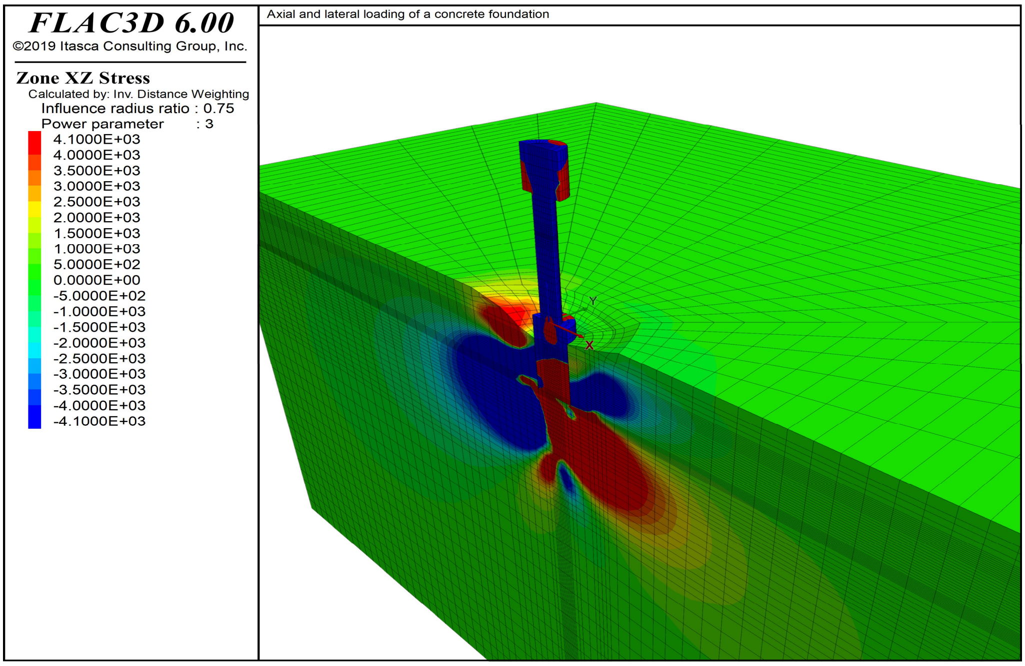

Figura 15-4: Stato tensionale Finale, -x, Fondazione 4m.

15.2 Spostamenti (Carico -x)

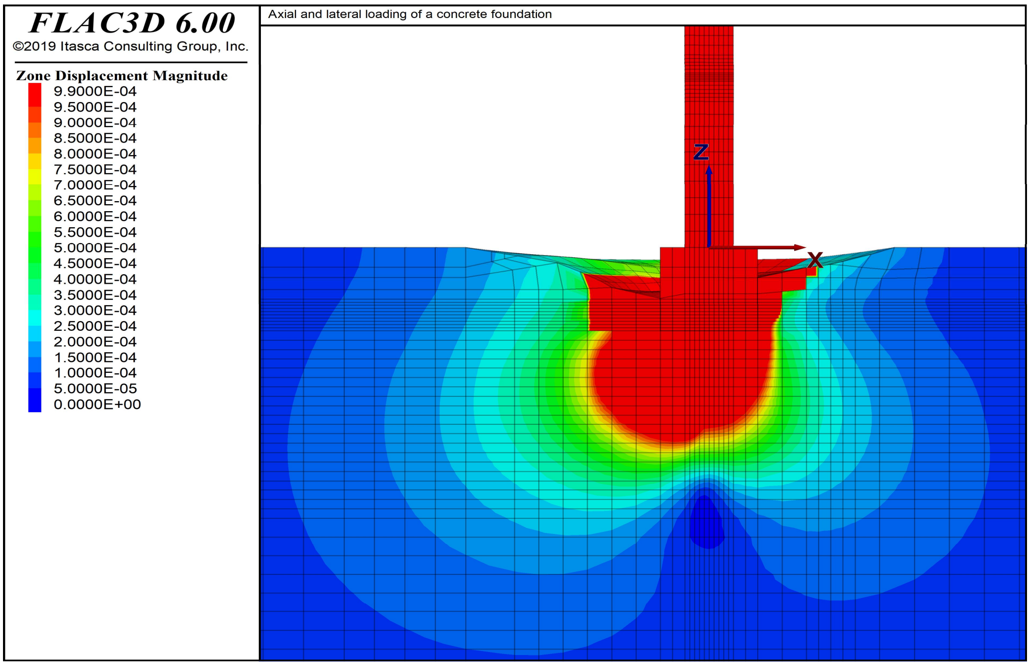

Figura 15-5: Spostamenti, Carico -x, Scalzamento Localizzato, Fondazione 2m.

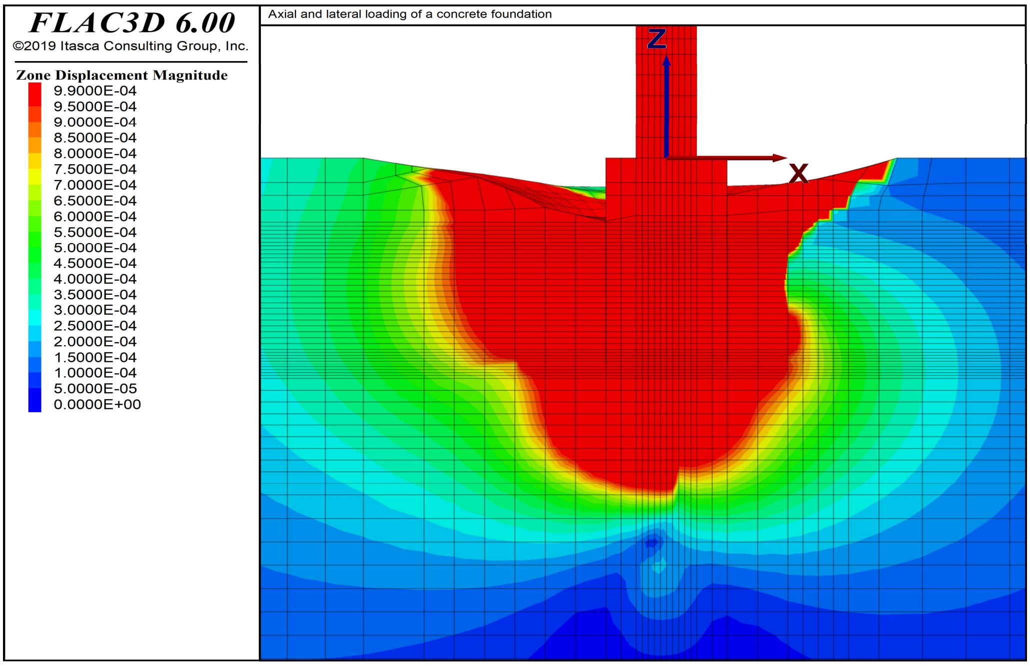

Figura 15-6: Spostamenti, Carico -x, Scalzamento Localizzato, Fondazione 4m.

16. Bibliografia

- Barker R.M. et al*, Manual for the design of bridge foundation,* 1991
- Becci B., Bellini M., Carni M., *Fondazioni Superficiali*, Udine, 2011
- Bongio P., Bringiotti M., Selleri A., *Sistema fondazionale innovativo per il viadotto "Molino di Setta" situato in prossimità dell'imbocco sud*, Bologna,17 ottobre 2013.
- Bongio P., *Il pozzo dei desideri,Strade&Autostrade-Tecnologie e Sistemi*, 2008.
- Buhler F, Perrey S, Anastasopoulos I, Adamidis O, Sakellariadis L., Sieber M, *Element test characterisation of Perth sand*, ETH Zurich, Institute for Geotechincal Enigineering, 2019
- Ciancimino A., L. Jones, L. Sakellariadis, I. Anastasopoulos, S. Foti (submitted*), Experimental assessment of the performance of a brindge pier subjected to food-induced foundation scour.* Geotechnique
- Collotta T., *Pozzi di fondazione, stabilizzazione, pozzi drenanti*, Flaccovio Dario, Palermo 2007.
- Cortellazzo G., Mazzucato A., *Eurocodice 7: Fondazioni Superficiali*, Rivista italiana di geotecnica, 1996
- Cortellazzo G., *Progettazione delle fondazioni superficiali in base all'Eurocodice 7*, Rivista italiana di geotecnica, 2000
- Dodds M., Martin R., *Modeling Pile Behavior in Large Pile Groups under Lateral Loading,* Technical Report MCEER-07-0004, 2007
- Fang, Hsai-Yang, *Foundation Engineering Handbook,* 1991
- Foti S., Cosentini R.M., Dominijanni A., *Atti Conferenze di Geotecnica di Torino - XXV Ciclo - 8 e 9 novembre 2018 "Analisi e Progetto delle Opere Geotecniche in Zona Sismica",* Politecnico di Torino, 2018
- Gajan S., Kutter L., *Capacity, Settlement, and Energy Dissipation of Shallow Footings Subjected to Rocking,* 2008
- Gerolymos N.,Gazetas G., *Development of Winkler model for static and dynamic response of caisson foundations with soil and interface nonlinearities,* Soli Dynamics and earthquake engineering, 2005
- Ghee E.H., Guo W.D., *FLAC3D analysis on soil moving through piles,* Griffith University, School of Engineering, Gold Coast, Australia
- Guidi C., *Geotecnica e Tecnica delle fondazioni*, Hoelpi, 1993
- Hansen J.B. *A revised and extended formula for bearing capacity.* Bullentin n.28, Danish Geotechnical Institute, 1970
- Hsai-Yang Fang, *Foundation Engineering Handbook*, Springer Science & Business Media, 2013
- Jamiolkowski M., *Dimensionamento delle fondazioni a pozzo, Atti e rassegna tecnica della Società degli ingegneri e degli architetti in Torino*, Torino, luglio 1968.
- Lancellotta R., Calavera J., *Fondazioni,* McGraw-Hill Education, 2016
- Lancellotta R., Calavera. J., *Fondazioni. McGraw-Hill, 611 pp., 1999*

- Lancellotta R., Costanzo D. e Foti S., *Progettazione geotecnica secondo l'Eurocodice 7 (UNI EN 1997) e le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008).* Hoepli, 163 pp, 2011
- Lancellotta R., Costanzo D., Ciancimino A., *Progettazione geotecnica*, Hoelpi, 2011
- Lancellotta R., *Geotechnical Engineering,* Crc Press, 2008
- Lanzano G., Mancini M., Fabbrocino G., Magistris F., *Modellazione di fondazione a cassone per la valutazione e adeguamento sismico dei ponti esistenti*, Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, 2011
- Madabhushi G., *Centrifuge Modelling for Civil Engineers,* Crc Press, 2014
- Mancina M., Nori R.,Iasello P., *Progetti e calcoli di geotecnica con Excel*, DEI, Marzo 2010.
- Meyerhof G.G. *Bearing capacity of foundation under eccentric and inclined load.* 3rd ICSMFE, Rotterdam, 1953
- Petrangeli M.P., *Progettazione e costruzione di ponti*, Masson, 1997
- Presti L., *Capacità portante di fondazioni superficiali,* Pisa, *2005*
- Program Geo, *La capacità portante di fondazioni superficiali*
- Rampello S., Gaudio D., *Prestazione sismica dei pozzi di fondazione*, Conferenze di geotecnica di Torino 8-9 novembre 2018
- Sandonà S., *Fondazioni a pozzo per pile da ponte. Confronti fra diversi modelli di interazione con il terreno*, Bologna 2013.
- Squeglia N., *Fondazioni Superficiali*
- Taeseri D., Laue J., Chatzi E., *Static and dynamic rocking stiffness of shallow footings on sand: centrifuge modelling,* International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 2017
- Tanzini M., *Manuale del Geotecnico, tomo primo*, Dario Flaccovio Editore, 2010
- Terzaghi K. *Theoretical Soil Mechanics,* Wiley, 1943
- U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, *Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods,* 2010
- Vesic A.S. *Analysis of ultimate loads of shallow foundations.* JSMFD, ASCE, 1,45-73
- Vesic A.S. *Bearing capacity of shallow foundation.* Foundation Enineering Handbook, Winterkorn and Fang ed.s, Van Nostrand Reihold, 1975
- Viggiani C., *Fondazioni.* Hevelius (2a ediz.), 565 pp., 1999
- Viggiani C., Mandolini A., Russo G., *Piles and Pile Foundations.* Spon Press, 2012.
- Zafeirakos A., Gerolymosn N., *Bearing strength surface for bridge caisson foundations in frictional soil under combined loading*, Acta Geotechnica, 2016
- Zafeirakos A., Gerolymosn N., Drosos V., *Incremental dynamic analysis of caisson–pierinteraction,* National Technical University of Athens, Greece, 2013

17. Ringraziamenti

Ed è con questo elaborato che si conclude la mia carriera universitaria, esame di stato a parte. Sono ormai passati sei anni quando, al termine della scuola da geometra, si spalancavano davanti a me le porte del futuro, ma rispetto a molti altri pieni di dubbi ed incertezze, la mia strada già era chiara all'orizzonte. Infatti, la mia ambizione era poter lavorare un giorno accanto a mio padre, nell'azienda di famiglia, nel mondo delle costruzioni, dell'edilizia, della carpenteria e tanto altro, che da sempre mi affascina e che amavo studiare. Quindi per me la scelta universitaria per una delle scuole più serie ed ambite a livello nazionale e non solo, ovvero il Politecnico di Torino, era già scritta. Anno dopo anno, proprio grazie a questa scuola ed a questa città, ho avuto modo di crescere, di essere più indipendente e responsabile, di credere più in me stesso superando prove difficili ma stimolanti, di capire davvero le mie capacità convincendomi ancora di più che il percorso scelto era quello giusto. Ho avuto poi modo di conoscere tante persone, tanti professionisti del settore, tanti nuovi amici con cui condividere la stessa passione. Insomma, a guardarmi oggi, ringrazio il Politecnico e la bella Torino per avermi reso l'uomo che sono diventato. Ma i ringraziamenti non possono finire qui. Innanzitutto ci tengo a ringrazia l'Ing. Foti, uno dei professori più stimati dell'Ateneo, per avermi permesso di prendere parte a questo studio e per insegnare con dedizione e passione. Ringrazio poi l'Ing. Ciancimino con cui ho lavorato quest'anno per avermi seguito nel percorso, per i consigli e la comprensione avuta nei miei riguardi, nonostante il periodo difficile a livello globale. Oggi però non sarei qui a concludere questo bellissimo viaggio senza il supporto e l'amore della mia famiglia, dei miei genitori e di mio fratello: grazie a loro ho acquisito ideali importanti, la costanza e la dedizione del lavoro, i sacrifici e gli investimenti per ottenere traguardi ambiziosi. Sono la persona che sono oggi soprattutto grazie a loro, e questo risultato è ancora più significativo per me, per ringraziarli di tutto quello che hanno fatto per la mia felicità in questi anni. Ringrazio inoltre la mia fidanzata, conosciuta qui, a Torino, dopo poche settimane dall'inizio di questo percorso, in una piazza, con un obelisco che si innalza verso il cielo stellato. Lei mi ha sempre supportato, spronato, spinto verso questa meta, abbiamo condiviso un percorso, abbiamo iniziato una convivenza, e chissà cosa ci riserverà il futuro. Infine, ci tengo a ringraziare gli amici di vecchia data che sono rimasti vicini sopportandomi e supportandomi e quelli acquisiti in questa carriera universitaria, con cui ho condiviso tante avventure indimenticabili. I pranzi al Mixto rimarranno un ricordo indelebile.

Serravalle Sesia, 20 febbraio 2021

Marinoni Mattia