

PALIFICATE

- 1.0 [PREMESSA](#)
- 2.0 [FONDAZIONI PROFONDE -CONSIDERAZIONI GENERALI-](#)
 - 2.1 [Tipologie di pali](#)
 - 2.2 [Indagini geognostiche](#)
 - 2.3 [Fondazioni miste](#)
 - 2.4 [Teorie classiche](#)
- 3.0 [VERIFICHE DELLA SICUREZZA](#)
- 4.0 [PERICOLOSITÀ SISMICA](#)
- 5.0 [SOLLECITAZIONI TRASVERSALI](#)
- 6.0 [LA RIPARTIZIONE DELLE SOLLECITAZIONI VERTICALI](#)
- 7.0 [CAPACITA' PORTANTE](#)
 - 7.1 [Terreni incoerenti](#)
 - 7.1.1 [Portata alla base](#)
 - 7.1.2 [Portata laterale](#)
 - 7.2 [Terreni coesivi](#)
 - 7.2.1 [Portata alla punta](#)
 - 7.2.2 [Portata laterale](#)
- 8.0 [TERRENI STRATIFICATI DOTATI DI ATTRITO E COESIONE](#)
 - 8.1 [Verifica a lungo termine](#)
 - 8.2 [Influenza della falda acquifera](#)
 - 8.3 [Verifica a breve termine](#)
- 9.0 [EFFICIENZA DEI PALI IN GRUPPO](#)
- 10.0 [ATTRITO NEGATIVO](#)
- 11.0 [VERIFICHE - IN ADERENZA ALLE NORME TECNICHE 2008-](#)
 - 11.1 [Indagini geognostiche](#)
 - 11.2 [Programmazione delle indagini](#)
 - 11.3 [Azione sismica di progetto](#)
 - 11.4 [Verifiche SLU nei riguardi dei carichi assiali \(Approccio 1 e Approccio 2\)](#)
 - 11.5 [Verifiche della sicurezza e delle prestazioni](#)
 - 11.6 [Definizione delle azioni di progetto Ed](#)
 - 11.7 [Definizione delle resistenze di progetto Rd](#)
 - 11.8 [Verifica di stabilità globale -Approccio 1-](#)
 - 11.9 [Pali soggetti a carichi trasversali](#)
- 12.0 [CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE](#)
 - 12.1 [Equazione della linea elastica](#)
 - 12.2. [Valutazione del modulo Ks](#)
 - 12.3. [Palo infinitamente lungo](#)
 - 12.4. [Metodo proposto Matlock e Reese \(differenze finite\)](#)
 - 12.5. [Metodo agli elementi finiti "Suolo alla Winkler"](#)
 - 12.5.1. [Acquisizione del coefficiente di fondazione Ks](#)
 - 12.5.2. [Schema di calcolo](#)
 - 12.6 [Metodo agli elementi finiti su appoggi cedevoli](#)
- 13.0 [CONCLUSIONI -SCELTE PROGETTUALI-](#)
 - 13.1 [Definizione delle azioni di progetto Ed](#)
 - 13.1.1 [Sollecitazioni derivanti da carichi permanenti, permanenti non strutturali](#)

e variabili

13.1.2 Distribuzione delle sollecitazioni esterne sulla palificata

13.1.3 Scelte progettuali -teorie di calcolo per la valutazione delle portanza

13.1.4 Terreni stratificati - Influenza della falda acquifera

13.1.5 Efficienza palificata

13.1.6 Caratteristiche di sollecitazione acquisizione della rigidezza elastica K

14.2. Definizione delle resistenze di progetto R_d e verifica della capacità portante

15.0 CEDIMENTI E **ROTAZIONI** DELLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

15. 1 Cedimento del palo singolo

15. 2 Cedimento complessivo della palificata

1.0 PREMESSA ↑

Nelle pagine che seguono vengono richiamati i procedimenti di calcolo su cui è basato il software proposto in questo ambito finalizzato al dimensionamento di fondazioni indirette in cemento armato di organismi strutturali da realizzare in elevazione quali edifici, muri di sostegno, pile da ponti ecc.

L'utilizzo del programma di calcolo deve essere basato su dettagliato studio geologico dei sedimenti interessati dall'edificazione in ottemperanza alla normativa sismica e a quella riguardante le indagini sui terreni e sulle rocce.

In questo contesto, ai fini della classificare i sedimenti è necessario investigare il sottosuolo con l'esecuzione di sondaggi meccanici, a carotaggio continuo, con l'effettuazione di prelievi di campioni di terreno da cui ricavare i provini, da sottoporre ad analisi atte a determinare le proprietà meccaniche delle singole unità rilevate che costituiscono la stratigrafia dell'ammasso terroso che Interferirà con la palificata.

Dette analisi si devono condurre in aderenza al D.M. infrastrutture del 14/01/08 "Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)" suppl. 30 G.U. 29 del 4/02/2008 e successiva Circolare Esplicativa 617/2009 del Cons.Sup. LL.PP , in cui è previsto che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa, vanno valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente possono verificarsi durante la sua "vita utile di progetto" così come definita da dette NTC.

Nella sostanza devono essere soddisfatti i requisiti di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi -

- SLU- (crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera)

e nei confronti di stati limite di esercizio

- SLE- (devono essere garantite le prestazioni previste per le condizioni di esercizio e la robustezza nei confronti di azioni accidentali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti o conseguenze di errori umani).

Per lo studio in argomento, in particolare, si fa riferimento a quanto previsto al cap. 6 di dette norme in merito alla "PROGETTAZIONE GEOTECNICA". In cui specificatamente debbono essere operate le seguenti prescrizioni.

- *Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali.*
- *I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica, di cui al § 6.2.1. devono essere esposti in una specifica relazione geologica.*
- *Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.*
- *Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, di cui al § 6.2.2, unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica.*

2.0 FONDAZIONI PROFONDE -CONSIDERAZIONI GENERALI ↑

Quando gli strati superficiali di un ammasso terroso, per loro natura, non risultano idonei a sopportare le azioni derivanti da strutture in elevazione e non è possibile operare, per la specificità dell'intervento, il cambiamento del sito, è necessario utilizzare le fondazioni profonde.

In sostanza la mancata possibilità di poter, con l'utilizzo di fondazioni dirette, far mobilitare una resistenza del terreno tale da sostenere i carichi trasmessi, induce ad impiegare questo tipo di organismo strutturale costituiti da un insieme di pali solidarizzati trasversalmente, a livello superficiale, con membrature atte a garantire una conformazione, strutturalmente idonea, atta a consentire il trasferimento delle sollecitazioni in elevazione all'ammasso terroso sottostante.

Ciò serve a conferire a detti sedimenti una capacità portante atta a salvaguardare le opere in progetto attribuendo alle stesse, in relazione alle sollecitazioni che devono contrastare, condizioni tali da soddisfare il livello di sicurezza imposto dalla normativa ai fini del mantenimento delle condizioni di staticità e stabilità globale dei manufatti in elevazione. Detto tipo di fondazione viene impiegato altresì per limitare i cedimenti (assoluti e differenziati) che si verificherebbero in caso di impiego di fondazioni superficiali o per isolare sedimenti che potrebbero essere interessati, nel tempo, da modificazioni delle loro strutture fisica consistenti a fenomeni connessi all'erosione, alla filtrazione, al dilavamento, al flusso idrico, ecc.

2.1 Tipologie di pali ↑

Per soddisfare queste esigenze normalmente si utilizzano i pali che in relazione alle modalità di realizzazione è possibili distinguerli in **pali trivellati** con asportazione di terreno e **pali infissi** senza asportazione di terreno.

Nel primo ambito (**pali trivellati**)¹ si utilizzano pali in calcestruzzo semplice o armato gettati in opera nei fori di sondaggio. L'armatura solitamente è costituita da una gabbia metallica formata da ferri longitudinali solidarizzati da una staffatura circolare o a spirale capace di resistere agli sforzi di scorrimento derivanti da sollecitazioni di tipo tagliante.

Nel secondo caso (**pali infissi**) non viene operata nessuna estrazione di terreno e i manufatti si realizzano per infissione diretta con l'impiego di battitura o l'esercizio di pressione statica di vibrazioni esplicitata alla punta. Con questa modalità esecutiva si mettono in opera le seguenti tipologie di pali.

- I pali in legno, ricavati generalmente da tronchi di albero di larice rosso, di pino, di quercia, di olmo e di ontano, si realizzano nel diametro di 10-20 cm. Questi, sono muniti di una puntazza in ghisa o in acciaio e di una ghiera di acciaio alla testa. Il primo accorgimento serve a facilitare l'infissione mentre il secondo serve a garantire l'integrità dell'elemento salvaguardandolo dai colpi di maglio applicati durante l'infissione.
- I pali metallici, largamente utilizzati nel Nordamerica, sono realizzati con tubolari o profilati ad H con o senza punta. Per ovviare ai problemi connessi al deterioramento per corrosione generalmente si possono attuare i seguenti accorgimenti comprendenti:

¹ Questa tipologia di pali viene attuata, impiegando speciali trivelle o sonde a percussione, con la perforazione e l'esportazione di terreno equivalente al volume dell'elemento che si intende realizzare

- l'impiego di leghe in acciaio al rame ;
- l'impiego di spessori di sezioni resistenti derivanti da calcoli strutturali opportunamente attuati in aderenza alla realtà geotecnica rilevata e alle norme tecniche vigenti;
- specialmente nei tratti immersi in acqua, è fondamentale fare ricorso ad un idoneo ricoprimento dei profilati da realizzare con malta cementizia;

Spesso i pali realizzati con tubolari in acciaio (micropali), dopo la relativa infissione, vengono riempiti con calcestruzzo.

- Pali in calcestruzzo, Appartengono a questa categoria i pali che si realizzano con l'utilizzo di una cassaforma metallica (tubo-forma) da infiggere nel terreno con la battitura dell'elemento. Una volta raggiunta la profondità di progetto, senza asportazione di materiale, e posta in opera la gabbia metallica, viene effettuato il getto di calcestruzzo. Successivamente, se il tipo di cassaforma non è a perdere, si opera l'estrazione del tubo-forma che può essere impiegato per la realizzazione di altri pali.
- I pali in calcestruzzo prefabbricati, concepiti per sostituire quelli in legno, vengono normalmente realizzati con sezione piena² o con sezione circolare cava ottenuta con il sistema della centrifugazione, sono dotati di una idonea armatura capace di resistere agli sforzi connessi alla movimentazione, al trasporto, alla battitura e al carico statico che devono sopportare in esercizio. Possono essere dotati, come i pali in legno, di una puntazza in acciaio atta a facilitare l'avanzamento.

2.2 Indagini geognostiche ↑

La realizzazione di questo tipo di fondazione deve essere supportata da mirate indagini geognostiche basate su perforazioni dirette, con l'asportazione delle carote dalle verticali indagate e il prelievo di campioni dai quali estrarre i provini sui quali effettuare le analisi di laboratorio. Vengono soddisfatte, così, le esigenze connesse alle metodologie di calcolo che devono essere, imprescindibilmente, fondate sulla conoscenza della stratigrafia e dei parametri geotecnici caratterizzanti le varie unità rilevate.

La normativa³ definisce l'azione sismica di progetto facendo riferimento all'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi⁴ sulla base di *un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici,....* vengono valutati gli effetti che influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

Ai fini della classificazione del sottosuolo (A,B,C,D,E,S1,S2), vengono, affrontate le argomentazioni riguardanti:

- la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni;
- la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine;
- l'esecuzione di prove cicliche e dinamiche di laboratorio e, quando sia tecnicamente possibile, il prelievo di campioni indisturbati;
- la valutazione e la dipendenza della rigidità e dello smorzamento dal livello deformativo in relazione alla eventuale riduzione di resistenza al taglio indotta per

² in genere vengono realizzati nella forma quadrata, esagonale e ottagonale

³ Riferimento alle norme tecniche per le costruzioni DM 14.01.2008 (NTC) § 3.2.2 - § 7.11.2 - § 7.11.3 - § 6.2.2 - § 6.4.3

⁴ Rif. § 7.11.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI e rif. § 7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

degradazione dei terreni dovuta anche all'eventuale accumulo di pressioni interstiziali.

In questo modo è possibile definire la risposta sismica locale facendo riferimento all'influenza del profilo stratigrafico, all'amplificazione topografica e alla stabilità nei confronti della liquefazione.

In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato (Tab. 3.2.II e 3.2.III), che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento definite dalle norme (A,B,C,D,E,S1,S2) attraverso la determinazione della velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ oppure, in alternativa, della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ oppure ancora della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$.

In questo contesto è opportuno evidenziare altresì quanto raccomandato delle NTC ai paragrafi 6.2.2 e 6.4.3

in riferimento al paragrafo 6.2.2

- *la programmazione delle indagini deve essere effettuata in funzione del tipo di opera da realizzare con la definizione, in fase progettuale, del piano delle indagini e della caratterizzazione geotecnica con la relativa modellazione;*
- *la determinazione delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni, deve essere effettuata, con specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati; in riferimento al valore dello stato limite considerato, ciò è necessario ai fini della determinazione del valore caratteristico dei parametri geotecnici;*
- *la definizione del modello geotecnico rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce:*

in riferimento al paragrafo 6.4.3

- *il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU (stati limite ultimo) quanto nelle verifiche SLE (stati limite di esercizio);*
- *le indagini geotecniche devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque presenti nel sottosuolo;*
- *in generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali); in questo modo si potrebbe determinare l'aliquota dell'azione di progetto che viene trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali;*
- *nel caso in cui non risulta possibile valutare l'interazione di cui al punto precedente, le verifiche agli SLU e agli SLE, condotte con riferimento ai soli pali, devono soddisfare le indicazioni riportate ai §§ 6.4.3.1 NTC e 6.4.3.2. NTC, viceversa (nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi) dette verifiche (condotte con riferimento alla fondazione mista) dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 NTC e 6.4.3.4. NTC.*

2.3 Fondazioni miste ↑

Nel caso in cui, dalla modellazione geologica del sito, scaturisce la necessità di utilizzare un sistema strutturale che, ai fini della determinazione della resistenza di progetto R_d , contempli l'utilizzo di fondazioni miste -platea e pali-, la verifica deve essere condotta con l'approccio 2 del § 6.4.2.1 prendendo in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo: sia a breve che a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni miste si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni miste devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

SLU di tipo geotecnico (GEO) -collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi assiali, nei riguardi dei carichi trasversali e della stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR) -raggiungimento della resistenza dei pali e della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

Le Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) delle fondazioni miste devono garantire la compatibilità dei valori degli spostamenti e delle distorsioni con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7).

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto dei diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

2.4 Teorie classiche ↑

Ai fini della definizione dello schema di calcolo è bene comprendere come il carico trasmesso dalle strutture in elevazione viene trasferito al substrato di fondazione. In relazione alle sollecitazioni agenti sui pali, il terreno circostante viene assoggettato ad uno stato deformativo che produce delle reazioni che si esplicano lateralmente e alla base dei vari elementi che costituiscono la palificata. In questo modo si esplicano meccanismi di resistenza diversi a seconda della presenza o meno di strati consistenti idonei ad attestare i pali. Logicamente, nel primo caso il maggiore contributo alla resistenza viene esplicitato lateralmente nel secondo caso, contrariamente, il maggiore carico viene sopportato nella zona a contatto fra la punta e lo strato consistente. Da tali considerazioni sono scaturite le teorie classiche connesse con il calcolo della capacità portante che, in relazione al singolo elemento, risulta costituita dalle due aliquote definite come **portata laterale e portata alla punta**.

Sulla base di tali considerazioni, attingendo a quanto prodotta e riscontrabile nella letteratura in materia, nelle pagine che seguono vengono esposte le argomentazioni riguardanti:

- la ripartizione delle azioni trasversali sui vari pali; allo scopo si opera in modo analogo agli schemi di calcolo utilizzati per ripartire una forza orizzontale complanare al piano di imposta di un solaio ai pilastri sottostanti che lo sostengono;
- la ripartizione delle sollecitazioni verticali sulla palificata, derivanti dai carichi agenti sulle strutture di collegamento alla testa dei pali seguendo lo schema che prevede il calcolo del baricentro delle rigidezze G , (inteso come quel punto in cui la risultante del forze verticale, ivi applicata, produce solamente spostamenti nella direzione della sua retta d'azione) e il punto R (concepito come quel punto relativamente al quale si ha l'equilibrio fra le sollecitazioni agenti -forze e momenti- con la risultante delle forze verticali applicata in detto punto);
- il calcolo della capacità portante (intesa come resistenza ultima fornita dal terreno, depurata dagli effetti connessi al peso del palo e a quelli dell'attrito negativo) facendo riferimento alle due aliquote dipendenti dalle potenziali interazioni che si esplicitano lateralmente e alla base del palo; tutto ciò in relazione al tipo di sedimento che circonda gli elementi (terreni incoerenti o coerenti) e alle modalità di trasferimento del carico (presenza o assenza di strato consistente);
- la valutazione dell'interazione fra i vari elementi che si concretizza con la stima dell'efficienza dei pali in gruppo; nella sostanza, si tratta di valutare, in relazione alla disposizione dei vari elementi, quanto può esplicitare, globalmente, tale meccanismo resistivo nei riguardi della connessa capacità portante; tale ulteriore valutazione trova fondamento su analisi sperimentali in base alle quali, empiricamente, si è potuto appurare che la capacità portante, ipoteticamente data dalla sommatoria delle capacità portante dei singoli pali, potrebbe risultare inferiore a quella effettivamente esplicitata, complessivamente, dalla palificata;
- la verifica di eventuali cause innescanti il fenomeno dell'attrito negativo e la valutazione della relativa entità; questa verrà considerata, come effetto sfavorevole, nel calcolo della capacità portante.

A completamento delle argomentazioni esposte, riesaminando dette classiche procedure di calcolo, vengono effettuate le verifiche di resistenza, adeguandole alle teorie basate sul concetto di sicurezza, insito nelle analisi agli stati limite, introdotto dalle norme tecniche per le costruzioni del 2008.

In questo ambito è previsto che le verifiche siano effettuate con riferimento agli stati limite ultimi (SLU) che a quelle di esercizio (SLE).

Nel primo caso, non essendo espressamente previsto lo stato limite di equilibrio come corpo rigido EQU, si distinguono lo stato limite di resistenza della struttura STR e di resistenza del terreno GEO.

In riferimento a quest'ultimo stato limite (GEO) si considera il collasso della palificata nei riguardi dei carichi assiali, dei carichi trasversali, di quelli di sfilamento e di stabilità globale.

Nel secondo tipo di verifica devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti, questi riguardano gli eccessivi cedimenti o sollevamenti e gli eccessivi spostamenti trasversali.

3.0 VERIFICHE DELLA SICUREZZA ↑

3.1 Resistenze valori caratteristici delle grandezze

Così come previsto nelle NTC, per effettuare le verifiche della sicurezza e delle prestazioni, è necessario definire i valori caratteristici delle grandezze che in questo ambito bisogna utilizzare. Questi, ricavabili, con l'ausilio dei seguenti gruppi di coefficienti parziali riguardano: i parametri geotecnici dei terreni (M1 e M2), le azioni (A1 e A2) e le resistenze (R1, R2 e R3).

Detti coefficienti devono essere scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

- Nel primo approccio progettuale (**Approccio 1**) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.
- Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella tabella 6.2.I del NTC, ove è possibile distinguere, relativamente alle verifiche agli stati limite ultimi (SLU), tre tipi di stati limite:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido **EQU**;
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione **STR**;
- lo stato limite di resistenza del terreno **GEO**;

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- a) in modo analitico, dai parametri geotecnici del terreno, facendo riferimento ai valori dei coefficienti parziali γ_M specificati nella successiva Tab. 6.2.II tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R ;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R .

3.2 Resistenze caratteristiche dei parametri geotecnici (combinazioni M1 M2)

Il valore di progetto delle resistenze inerenti i parametri geotecnici del terreno si determinano, con riferimento a quelli scaturiti dalle prove di laboratorio diviso i valori dei coefficienti parziali γ_M specificati nella Tab. 6.2.II delle NTC di seguito riportati.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{sk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_f	1.0	1.0

4.0 PERICOLOSITÀ SISMICA ↑

4.1 Schema di calcolo

Dalle coordinate geografiche del sito (longitudine - latitudine), in aderenza a quanto espresso nelle norme tecniche per le costruzioni NTC 2008, si calcolano i parametri sismici con lo schema di seguito riportato.

- 1) Con operazioni cicliche, riguardanti il confronto delle coordinate del punto P che individua il sito di intervento con quelle inerenti il reticolo territoriale di riferimento, riportati nell'allegato B delle suddette norme, si individuano i quattro vertici della maglia elementare, contenente la zona in esame.
- 2) Si determinano le distanze di ogni vertice dal punto P precedentemente espresso (allo scopo si assume come riferimento la sfera locale)

Tr	ID	Lat	Long.	Distanza
		[°]	[°]	[mt]
1	ID1	Lat1	Long.1	D1
2	ID2	Lat1	Long.2	D2
3	ID3	Lat1	Long.3	D3
4	ID4	Lat1	Long.4	D4

- 3) Si individuano per i tempi di ritorno Tr previsti, nei tabulati, per i seguenti intervalli
Tr = {30; 50; 72; 101; 140; 201; 475; 975; 2475}

- l' accelerazione orizzontale massima al sito a_g
- il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale F_o
- il periodo del tratto a velocità costante dello spettro orizzontale T_c

- 4) Allo scopo si effettua la media pesata dei valori ai vertici precedentemente espressi:

$$a_g(Tr) = \sum_{i=1}^4 a_{g_i} / d_i \Big/ \sum_{i=1}^4 1/d_i;$$

$$F_o(Tr) = \sum_{i=1}^4 F_{o_i} / d_i \Big/ \sum_{i=1}^4 1/d_i;$$

$$T_c(Tr) = \sum_{i=1}^4 T_{c_i} / d_i \Big/ \sum_{i=1}^4 1/d_i$$

Si ottengono, per i tempi Tr precedentemente espressi, i seguenti valori

Tr	a_g	F_o	T_c
[Anni]	[g]		[s]
30	$a_{g_{30}}$	$F_{o_{30}}$	$T_{c_{30}}$
50	$a_{g_{50}}$	$F_{o_{50}}$	$T_{c_{50}}$
71	$a_{g_{71}}$	$F_{o_{71}}$	$T_{c_{71}}$
101	$a_{g_{101}}$	$F_{o_{101}}$	$T_{c_{101}}$
140	$a_{g_{140}}$	$F_{o_{140}}$	$T_{c_{140}}$
201	$a_{g_{201}}$	$F_{o_{201}}$	$T_{c_{201}}$
475	$a_{g_{475}}$	$F_{o_{475}}$	$T_{c_{475}}$
975	$a_{g_{975}}$	$F_{o_{975}}$	$T_{c_{975}}$
2475	$a_{g_{2475}}$	$F_{o_{2475}}$	$T_{c_{2475}}$

- 5) Si calcolano i tempi di ritorno T_r corrispondenti alle probabilità di superamento degli stati limite previsti dalle norme (S.L esercizio: 81% SLO - 63% SLD S.L. ultimi: 10% SLV - 5% SLC)

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Allo scopo si utilizza l'espressione seguente

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

in cui i simboli assumono il seguente il significato

V_R è la vita di riferimento della costruzione (che in ogni caso dove risultare maggiore o uguale a 35 anni), dipendente dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC), si ricava con la seguente relazione .

$$V_R = V_N C_U$$

V_N è la vita nominale della costruzione che in relazione al tipo di costruzione può assumere i valori desunti dalla tabella 2.4.I delle NTC ;

C_U è la classe d'uso si ricava facendo riferimento alle tabelle 2.4 e 2.4 II delle NTC;

P_{VR} è la probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato considerato (il valore si ricava dalla tabella 3.2 I);

S.L. esercizio	SLO	Stato limite di operatività	$T_{r1} = V_r / \ln(1 - P_{VR_{81}})$
	SLD	Stato limite di danno	$T_{r2} = V_r / \ln(1 - P_{VR_{63}})$
S.L. ultimi	SLV	Stato Limite di salvaguardia della Vita	$T_{r3} = V_r / \ln(1 - P_{VR_{10}})$
	SLC	Stato limite di prevenzione del collasso	$T_{r4} = V_r / \ln(1 - P_{VR_5})$

Tab. 2.4 delle NTC

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

- 6) Assumendo come valori dei tempi di ritorno, connessi alle probabilità di 81% 63% 10% e 5% , quelli relativi alla corrispondenza di seguito evidenziata, per i quali risultano già definiti i parametri sismici derivanti dalla media pesata effettuata per gli intervalli evidenziati nella tabella di cui al punto 4)

SLO 81%	→	Tr1 = 30 anni
SLD 63%	→	Tr2 = 50 anni
SLV 10%	→	Tr3 = 475 anni
SLC 5%	→	Tr4 = 975 anni

si ottengono i seguenti valori

S.L	Pvr	Tr	a_g	Fo	Tc
	[%]	[Anni]	[g]		[s]
SLO	81%	Tr ₁ =30	$a_g(T_{r1})$	F _o (Tr ₁)	T _c (Tr ₁)
SLD	63%	Tr ₂ =50	$a_g(T_{r2})$	F _o (Tr ₂)	T _c (Tr ₂)
SLV	10%	Tr ₃ =475	$a_g(T_{r3})$	F _o (Tr ₃)	T _c (Tr ₃)
SLC	5%	Tr ₄ =975	$a_g(T_{r4})$	F _o (Tr ₄)	T _c (Tr ₄)

- 7) conseguentemente, previa assunzione dei valori S_s (effetto di amplificazione stratigrafica [tabelle 3.2 V]) ed S_r (effetto di amplificazione topografica [tabelle 3.2.VI]) che si ricavano rispettivamente i primi in funzione della categoria del sottosuolo (A, B, C, D, E) di F_o e di a_g ed i secondi in funzione della morfologia del terreno, per i vari stati limite precedentemente definiti, si calcola l'accelerazione massima attesa.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

S.L	S_t	A_g	a_{max}
	[Anni]	[g]	[m/sec ²]
SLO	T_{r1}	$a_g(T_{r1})$	$a_{max}(T_{r1}) = S_s S_T a_g(T_{r1})$
SLD	T_{r2}	$a_g(T_{r2})$	$a_{max}(T_{r1}) = S_s S_T a_g(T_{r2})$
SLV	T_{r3}	$a_g(T_{r3})$	$a_{max}(T_r) = S_s S_T a_g(T_{r3})$
SLC	T_{r4}	$a_g(T_{r4})$	$a_{max}(T_{r1}) = S_s S_T a_g(T_{r4})$

8) questi valori permettono di definire i coefficienti sismici (orizzontali K_h e verticali K_v) che in funzione dei fattori di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (β_m ; α - β ; β_s) previsti per le tipologie di opere in progetto, assumono, caso per caso, espressioni diverse, a seconda se si è in presenza di muri di sostegno di paratie o di verifiche di stabilità dei pendii.

- Muri di sostegno

$$K_h = \beta_m \times (a_{max}/g); \quad K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

$$[\beta_m \text{ tab 7.11.II delle NTC.}]$$

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0,31	0,31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0.1$	0,20	0,18

- Paratie

$$K_h = \alpha \times \beta \times (a_{max}/g); K_v = 0$$

[$\alpha; \beta$ Figg. 7.11.2. e 7.11.3 delle NTC.]

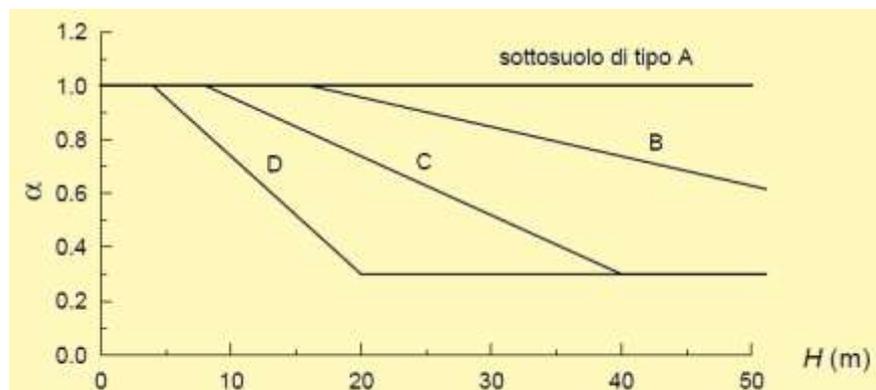


Figura 7.11.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

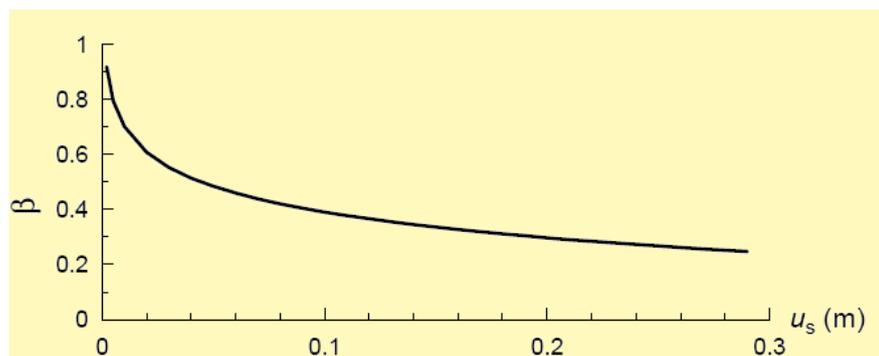


Figura 7.11.3 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β

- Stabilità dei versanti

$$K_h = \beta_s \times (a_{max}/g); K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

[β_s tab.7.11.I delle NTC.]

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

S.L	a_{max}	Muri di sostegno			Paratie [$K_v=0$]		Sab. versanti		
		β_m	K_h	K_v	K_h ;	β_s	K_h	K_v	
	m/sec ²								
SLO	a_{max1}	$\beta_m(a_g)$	$\beta_m a_{max1}/g$	$\pm 0,5K_h$	$\alpha(H), \beta(u)$	$\alpha \beta a_{max1}/g$	$\beta_s(a_g)$	$\beta_s a_{max1}/g$	$\pm 0,5K_h$
SLD	a_{max2}	$\beta_m(a_g)$	$\beta_m a_{max1}/g$	$\pm 0,5K_h$	$\alpha(H), \beta(u)$	$\alpha \beta a_{max1}/g$	$\beta_s(a_g)$	$\beta_s a_{max1}/g$	$\pm 0,5K_h$
SLV	a_{max3}	$\beta_m(a_g)$	$\beta_m a_{max1}/g$	$\pm 0,5K_h$	$\alpha(H), \beta(u)$	$\alpha \beta a_{max1}/g$	$\beta_s(a_g)$	$\beta_s a_{max1}/g$	$\pm 0,5K_h$
SLC	a_{max4}	$\beta_m(a_g)$	$\beta_m a_{max1}/g$	$\pm 0,5K_h$	$\alpha(H), \beta(u)$	$\alpha \beta a_{max1}/g$	$\beta_s(a_g)$	$\beta_s a_{max1}/g$	$\pm 0,5K_h$

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

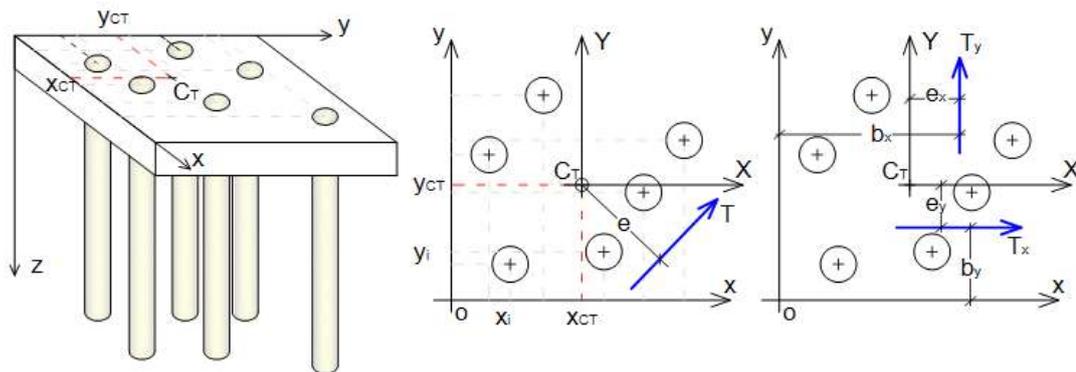
Cat	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Cat. sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

5.0 SOLLECITAZIONI TRASVERSALI ↑

Nel caso in cui la testata della palificata -sia essa una piastra, un plinto o un reticolo di travi- viene sollecitata da una forza orizzontale "T" e possiede una soddisfacente rigidezza da poterla considerare indeformabile nel suo piano di imposta, la ripartizione di tale sollecitazione sui vari pali viene effettuata con procedimento analogo a quello che usualmente si applica nella ripartizione di una forza -complanare al piano dell'impalcato- esimo, di una struttura a "n" elevazioni- ai vari elementi verticali (pilastri).



Allo scopo,

con il significato dei simboli che rappresentano:

N_p il numero dei pali,

x_i, y_i le relative coordinate cartesiane

k_{oi} la rigidezza di testa delle azioni orizzontali che si ricava, in funzione della geometria del palo e delle caratteristiche elastiche del terreno K_h , con la seguente espressione :

$$K_0 = \sqrt{4EIK_h^3 D^3}$$

e la distanza del punto di applicazione della forza orizzontale T dal centro di torsione C_T ;

X_i, Y_i le coordinate del palo i -esimo rispetto al sistema C_TXY ;

T_x, T_y rispettivamente le componenti del tagliante T nelle direzioni X e Y

si calcolano le coordinate del **centro di torsione**

$$x_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^{N_p} x_i K_{0i}}{\sum_{i=1}^{N_p} K_{0i}} ; y_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^{N_p} y_i K_{0i}}{\sum_{i=1}^{N_p} K_{0i}}$$

Se i pali, come spesso accade, hanno lo stesso diametro D ed inoltre le caratteristiche meccaniche del terreno attraversato risultano uguali per tutti gli elementi, la relativa rigidezza "ko" risulta costante.

Ci si trova, quindi, nel caso di pali geometricamente uguali, a contatto con uno stesso tipo di sedimento omogeneo elasticamente in cui le espressioni precedentemente scritte si semplificano:

$$x_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^{Np} x_i}{N_p} ; y_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^{Np} y_i}{N_p}$$

Da queste espressioni, considerando un sistema di riferimento cartesiano passante per il centro di torsione "C_T", è possibile ricavare le relazioni necessari alla determinazione delle azioni orizzontali alla testa del singolo palo :

$$H_{xi} = \frac{T_x K_{0i}}{\sum_{i=1}^{Np} K_{0i}} + \frac{T e K_{0i} Y_i}{\sum_{i=1}^{Np} K_{0i} (X_i^2 + Y_i^2)} ; H_{yi} = \frac{T_y K_{0i}}{\sum_{i=1}^{Np} K_{0i}} - \frac{T e K_{0i} X_i}{\sum_{i=1}^{Np} K_{0i} (X_i^2 + Y_i^2)}$$

dove:

-X_i e Y_i sono le coordinate del palo i-esimo rispetto al sistema CXY;

-T_x e T_y rappresentano rispettivamente le componenti di "T" nelle direzioni "X" e "Y";

e è la distanza del punto di applicazione della forza "T" dal centro di torsione "C"

In presenza di sollecitazioni orizzontali, applicate separatamente e parallelamente alle direzioni degli assi X e Y, in cui i pali hanno rigidezza "k_{0i}" costante, le sollecitazioni alla testa dei singoli pali, nelle direzioni anzidette, si calcolano nel modo seguente:

$$H_{xi} = \frac{T_x}{N_p} + \frac{T_x e_y Y_i}{\sum_{i=1}^{Np} (X_i^2 + Y_i^2)} ; H_{yi} = - \frac{T_x e_y X_i}{\sum_{i=1}^{Np} (X_i^2 + Y_i^2)}$$

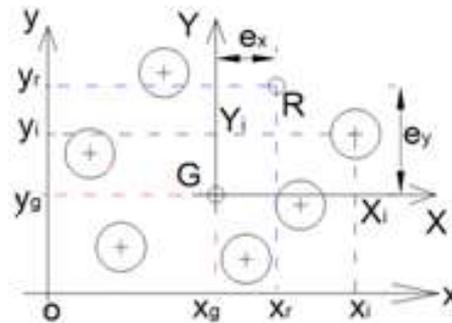
$$H_{xi} = \frac{T_y e_x Y_i}{\sum_{i=1}^{Np} (X_i^2 + Y_i^2)} ; H_{yi} = \frac{T_y}{N_p} - \frac{T_y e_x X_i}{\sum_{i=1}^{Np} (X_i^2 + Y_i^2)}$$

6.0 LA RIPARTIZIONE DELLE SOLLECITAZIONI VERTICALI ↑

Con il significato dei simboli riportati in figura, in cui

x_i e y_i rappresentano le coordinate del palo rispetto ad un sistema di riferimento cartesiano fissato nel piano contenente le testate dei pali.

K_{vi} rappresenta la rigidezza verticale del singolo palo



le azioni verticali sulla palificata si ripartiscono sui vari pali seguendo lo schema di seguito riportato.

- Si determina il baricentro delle rigidezze **G**, inteso come quel punto in cui la risultante delle forze verticali, ivi applicata, produce solamente spostamenti nella direzione della sua retta d'azione; questo è definito dalle coordinate:

$$x_g = \frac{\sum_{i=1}^{Np} K_{vi} x_i}{\sum_{i=1}^{Np} K_{vi}} ; y_g = \frac{\sum_{i=1}^{Np} K_{vi} y_i}{\sum_{i=1}^{Np} K_{vi}}$$

In particolare per pali aventi identiche caratteristiche (geometriche e meccaniche) in presenza di stratigrafia uniforme fra i vari elementi, in cui K_{vi} è costante per tutti i pali, il baricentro delle rigidezze, coincidente con il baricentro geometrico, viene espresso dalle seguenti coordinate:

$$x_g = \frac{\sum_{i=1}^{Np} x_i}{N_p} ; y_g = \frac{\sum_{i=1}^{Np} y_i}{N_p}$$

- Si determina il punto **R** concepito come quel punto di coordinate x_r e y_r relativamente al quale si ha l'equivalenza (l'equilibrio) fra le sollecitazioni agenti (forze e momenti) con la risultante delle forze verticali $P = \sum P_j$ applicata in detto punto. Questo è definito dalle coordinate

$$x_r = \frac{\sum_{j=1}^{Fili} M_{xj} + P_j x_j}{\sum_{j=1}^{Fili} P_j} ; y_r = \frac{\sum_{j=1}^{Fili} M_{yj} + P_j y_j}{\sum_{j=1}^{Fili} P_j}$$

in cui

M_{xj} e M_{yj}

rappresentano i momenti applicati nel punto di applicazione **J** (Filo) con assi vettori diretti rispettivamente lungo **y** e **x**;

x_j e y_j

rappresentano le coordinate del punto di applicazione delle sollecitazioni esterne (Fili) da trasferire al terreno di fondazione

- Individuate le posizioni dei punti **G** ed **R**, si può procedere con il calcolo delle eccentricità e_x ed e_y rispetto agli assi **GXY**

$$e_x = x_r - x_g$$

$$e_y = y_r - y_g$$

e conseguentemente col la determinazione dei momenti totali agenti rispettivamente il primo con asse vettore in direzione y e il secondo con asse vettore in direzione x.

$$M_{xt} = e_x \sum_{j=1}^{Fili} P_j \quad ; \quad M_{yt} = e_y \sum_{j=1}^{Fili} P_j$$

- In definitiva, avendo calcolato tali grandezze, è possibile, rispetto al sistema di riferimento anzidetto, calcolare lo sforzo agente sul singolo palo **i** dato dalla seguente relazione:

$$S_i = P \frac{K_{Vi}}{\sum_{i=1}^{Np} K_{Vi}} + M_{yt} K_{Vi} \frac{(I_y Y_i - I_{xy} X_i)}{(I_x I_y - I_{xy}^2)} + M_{xt} K_{Vi} \frac{(I_x X_i - I_{xy} Y_i)}{(I_x I_y - I_{xy}^2)}$$

In cui i simboli utilizzati assumono il seguente significato:

I_x = Momento di inerzia rispetto all'asse X-X della rigidità verticale dei pali

$$I_x = \sum_{i=1}^{Np} K_{Vi} X_i^2$$

I_y = Momento di inerzia rispetto all'asse Y-Y della rigidità verticale dei pali

$$I_y = \sum_{i=1}^{Np} K_{Vi} Y_i^2$$

I_{xy} = Momento centrifugo della rigidità verticale dei pali

$$I_{xy} = \sum_{i=1}^{Np} K_{Vi} X_i Y_i$$

In generale, nei casi pratici, il termine K_{Vi} è costante per tutti i pali, pertanto la relazione precedente si riduce :

$$S_i = \frac{P}{N_p} + M_{yt} \frac{(I_y Y_i - I_{xy} X_i)}{(I_x I_y - I_{xy}^2)} + M_{xt} \frac{(I_x X_i - I_{xy} Y_i)}{(I_x I_y - I_{xy}^2)}$$

In cui, per l'ipotesi considerata, risulta:

$$I_x = \sum_{i=1}^{Np} X_i^2 \quad ; \quad I_y = \sum_{i=1}^{Np} Y_i^2 \quad ; \quad I_{xy} = \sum_{i=1}^{Np} X_i Y_i$$

Infine nel caso in cui gli assi **X** ed **Y** sono principali d'inerzia risulta $I_{xy}=0$, si ha un'ulteriore semplificazione dell'espressione, che diventa:

$$S_i = \frac{P}{N_p} + M_{yt} \frac{Y_i}{I_x} + M_{xt} \frac{X_i}{I_y}$$

7.0 CAPACITA' PORTANTE ↑

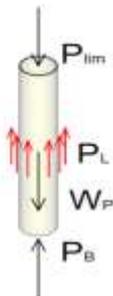
La capacità portante è data dal carico che un certo tipo di sedimento, definito da un insieme di strati di terreno, caratterizzati dal punto di vista geotecnico, può sopportare senza causare cedimenti eccessivi per il tipo di opera in progetto né determinare il collasso del meccanismo resistivo palo-terreno. Detta resistenza ultima fornita dal terreno, risulta composta da due aliquote connesse ai potenziali cedimenti che si esplicano lateralmente e alla base del palo.

Nella realtà si è potuto, sperimentalmente, appurare che l'innesco di tali forze resistive rispettivamente avviene lateralmente per cedimenti dell'ordine dei millimetri (circa 5-10 mm) e alla punta dell'ordine dei centimetri (10-25 cm.). In ciò trova fondamento quanto inserito nelle norme (NTC 2008 ed anche in quelle precedenti) nell'ambito delle quali, nella definizione della resistenza caratteristica, sono previsti coefficienti di sicurezza di diverso valore: in cui l'aliquota legata alla portata alla base risulta maggiore di quella connessa alla portata laterale.

In funzione delle modalità con cui si esplicano le due resistenze, come sperimentalmente appurato, il collasso si verifica allorché la resistenza alla base raggiunge il valore massimo (di rottura), essendosi già mobilitata totalmente quella laterale.

Il calcolo della Capacità portante ultima si ricava con la seguente espressione

$$P_{lim} = P_B + P_L - W_P$$



Dove:

- P_{lim} = capacità portante ultima
- P_B = portata limite mobilitata alla base
- P_L = portata limite mobilitata sulla superficie laterale
- W_P = peso proprio del palo (Le NT 2008 prevedono espressamente di considerare questo contributo).

7.1 Terreni incoerenti ↑

In questa tipologia sono compresi gli ammassi terrosi in cui risulta prevalente un'elevata percentuale di materiali aventi struttura a grana grossa (sabbie ghiaie e limi), caratterizzati dalla capacità di smaltimento rapido dell'acqua dagli interstizi, che induce ad utilizzare nei calcoli i parametri meccanici ottenuti da prove di laboratorio in condizione drenata.

7.1.1 Portata alla base ↑

La capacità portante ultima alla punta si calcola con la seguente espressione:

$$P_B = q_u A_b$$

Essendo A_b e q_u rispettivamente l'area di base del palo e la resistenza unitaria alla punta.

Per il calcolo di q_u si può operare, a seconda se le condizioni stratigrafiche consentono di attestare o meno i pali su uno strato consistente, con le relazioni di seguito espresse.

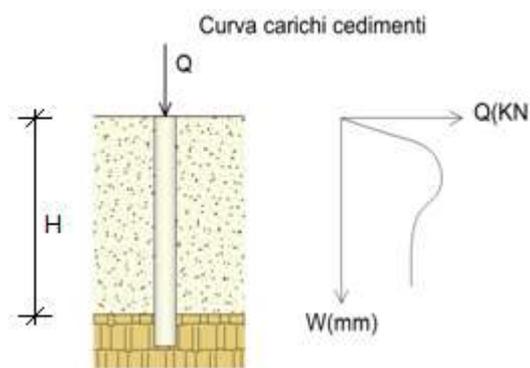
Caso 1) Presenza di strato consistente

Il collasso, per quanto precedentemente affermato circa le modalità di mobilitazione delle due resistenze (laterale e alla punta), si verifica per cedimento dello strato di base con andamento della curva sforzi-deformazioni, del tipo di quella rappresentata in figura, in cui è possibile individuare il carico di rottura, corrispondente al valore di picco, che determina cedimenti indefinitamente crescenti: incompatibili con qualunque efficienza strutturale. La resistenza q_u , in questo caso assume la seguente forma:

$$q_u = q' N_q S_q d_q$$

e quindi

$$P_B = q' N_q S_q d_q A_b \rightarrow P_B = \pi \frac{D^2}{4} \gamma H N_q S_q d_q$$

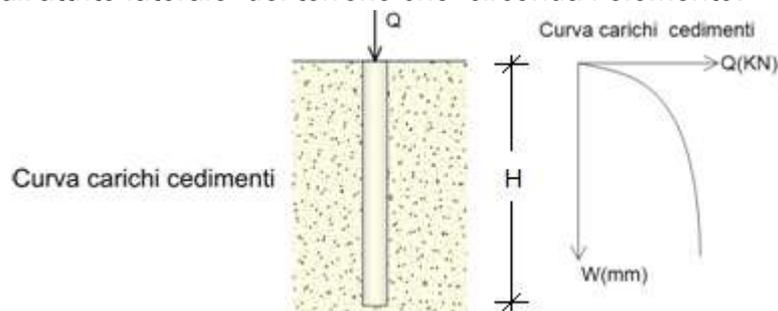


In cui i parametri N_q , S_q e d_q , che rappresentano i fattori di forma e di profondità proposti da Brinch-Hansen, possono ricavarsi con le seguenti relazioni:

$$N_q = e^{\pi \tan(\varphi)} \tan^2(45 + \varphi/2); \quad S_q = 1 + \sin \varphi; \quad d_q = 1 + 2 \tan \varphi [1 - \sin \varphi]^2 \operatorname{atn}(H/D)$$

Caso 2) Assenza di strato consistente

In questo caso il collasso del meccanismo palo-terreno si verifica, con cedimenti sempre crescenti con l'aumento del carico, con il superamento della resistenza fornita, in modo predominante, dall'attrito laterale del terreno che circonda l'elemento.



In quest'ambito si fa riferimento alla teoria di Berezantzev che tiene conto dell'effettivo andamento della tensione verticale (σ'_v), che, a causa dell'effetto arco, aumenta meno che linearmente con la profondità. Tale incidenza, sfavorevole ai fini della valutazione della resistenza unitaria q_u , viene computata attraverso un fattore riduttivo v , da introdurre nel termine che tiene conto della pressione geostatica $q' = \gamma H$.

L'espressione proposta è la seguente:

$$q_u = \nu B_K q' + \gamma D A_K$$

dove B_K (equivalente di N_q) rappresenta il coefficiente moltiplicativo del sovraccarico. I valori di B_K e del coefficiente ν risultano tabellati rispettivamente il primo in funzione dell'angolo di attrito ϕ ed il secondo in funzione di ϕ e del rapporto altezza/diametro palo (H/D).

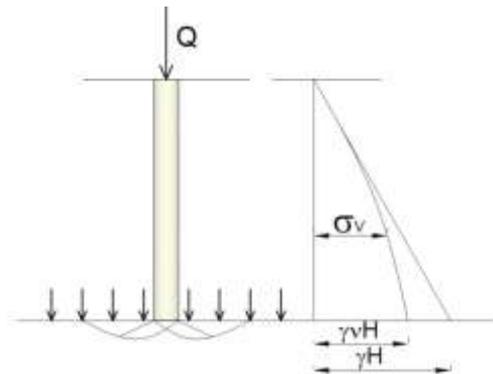


Tabella per il calcolo di B_K

ϕ	26°	30°	34°	37°	40°
B_K	20	33	63	104	186

Tabella per il calcolo di ν

		H/D				
		↓				
ϕ	→	26°	30°	34°	37°	40°
	5	0.75	0.77	0.81	0.83	0.85
	10	0.62	0.67	0.73	0.76	0.79
	15	0.55	0.61	0.68	0.73	0.77
	20	0.49	0.57	0.65	0.71	0.75
	25	0.44	0.53	0.63	0.70	0.74

Risultando il secondo termine dell'espressione precedente ($\gamma D A_K$) insignificante rispetto al primo, l'espressione per pali a sezione circolare si può scrivere:

$$P_B = \pi D^2 / 4 \nu B_K \gamma H$$

7.1.2 Portata laterale ↑

La portata per attrito laterale, connessa alle tensioni tangenziali agenti sul fusto del palo, scaturisce dalla pressione esercitata dal terreno che circonda l'elemento. Quest'ultima esplicita, per attrito, una tensione tangenziale unitaria crescente con la profondità. Detta pressione orizzontale σ'_h , è legata, proporzionalmente, a quella verticale (tensione efficace q') attraverso un coefficiente di spinta laterale K che dipende dall'addensamento del terreno. Questo può assumere valori compresi fra il coefficiente di spinta attiva e passiva ($K_a < K < K_p$).

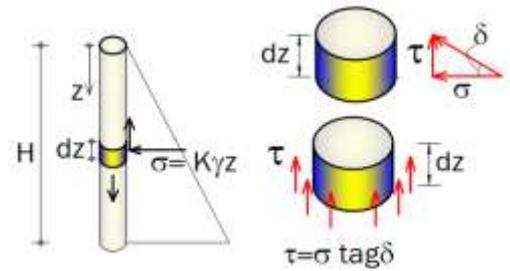
Relativamente ad un tratto di palo infinitesimo dz , a quota z dalla superficie, la corrispondente forza verticale elementare dF , scaturente dall'attrito palo-terreno ($\tan \delta$), è data dalla seguente espressione:

$$dF = dA_L \tau = A_L \sigma'_h \tan \delta = \pi D dz K \sigma'_v \tan \delta = \pi D dz K z \gamma \tan \delta = \pi D K \gamma \tan \delta z dz$$

La resistenza che si sviluppa sull'intera superficie laterale del palo, si ottiene integrando, fra 0 ed H, l'espressione precedente.

$$P_L = \pi DK\gamma \operatorname{tag}\delta \int_0^H z \, dz = \pi DK\gamma \operatorname{tag}\delta \frac{H^2}{2}$$

$$P_L = \pi D K \tan(\delta) \gamma H^2 / 2$$



con :

$0.4 < K < 1$ Per il calcolo di questo valore, vari autori, consigliano la seguente espressione: $K=1-\operatorname{sen}\phi$

$\phi/2 < \delta < 2/3 \phi$ Si assume in funzione dell'addensamento del terreno.

7.1.1 Terreni coesivi ↑

Questi tipi di sedimenti, con struttura a grana fine, contenenti un'alta percentuale di terreni argillosi, sono caratterizzati dal possesso di un'elevata capacità di assorbimento d'acqua (una singola particella può assorbire quantità fino a 100 volte del proprio volume). Si ha un loro comportamento che, nelle varie fasi stagionali, fa registrare variazioni di volume e di resistenza connessi con il mutamento del contenuto d'acqua negli interstizi. Risulta indispensabile, pertanto, effettuare le analisi in condizione non drenata nel cui contesto è opportuno utilizzare i parametri che scaturiscono da prove U-U assumendo come coesione $c = C_u$, come angolo di attrito $\phi = \phi_u = 0$ e come peso di volume $\gamma' = \gamma_t - \gamma_w$ (essendo γ_w il peso di volume dell'acqua)

7.1.2 Portata alla punta ↑

Il valore di questa aliquota di resistenza con il seguente significato dei simboli :

A_b = area di base del palo

N'_c = coefficiente moltiplicativo della coesione corretto

C_u = resistenza al taglio (coesione) in condizione non drenata

ω = coefficiente riduttivo della C_u

q' = pressione efficace agente alla base del palo

è data dalla espressione seguente

$$P_B = A_b(N'_c C_u \omega + q')$$

il valore del coefficiente N'_c è comunemente accettato da tutti gli Autori pari a $N'_c=9$. Tuttavia, per completezza di esposizione, è utile ricordare che è possibile, facendo riferimento alle teorie per il calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali (utilizzando i coefficienti inerenti gli effetti di forma e di profondità), assumere un coefficiente N'_c (corretto) in funzione del diametro del palo.

Il fattore riduttivo ω tiene conto dall'anisotropia del terreno che normalmente non risulta presente nei provini utilizzati nelle prove di laboratorio. Generalmente ciò comporta una sovrastima della C_u che è necessario ridurre.

Per l'acquisizione dei valori di N'_c e di ω si utilizzano le tabelle seguenti.

D [mt]	N'_c	C_u	ω
$D < 0.50$	$N'_c = 9$	$C_u < 25 \text{ KN/mq}$	$\omega = 1$
$0.50 < D < 0.80$	$N'_c = 8$	$C_u > 25 \text{ KN/mq}$	$\omega = 0.8$
$D > 0.80$	$N'_c = 7$		

$$P_B = \pi D^2/4 (N_c C_u \omega + \gamma' H)$$

7.1.3 Portata laterale ↑

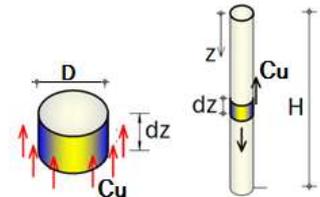
Analogamente a quanto già esposto per i terreni incoerenti la portata laterale risulta dalla resistenza media (aderenza) palo-terreno che si sviluppa sull'intero superficie cilindrica del palo. Quindi partendo dalla lunghezza elementare del palo dz si ottiene:

$$dF = dA_l \alpha C_u$$

$$dF = \pi D dz \alpha C_u$$

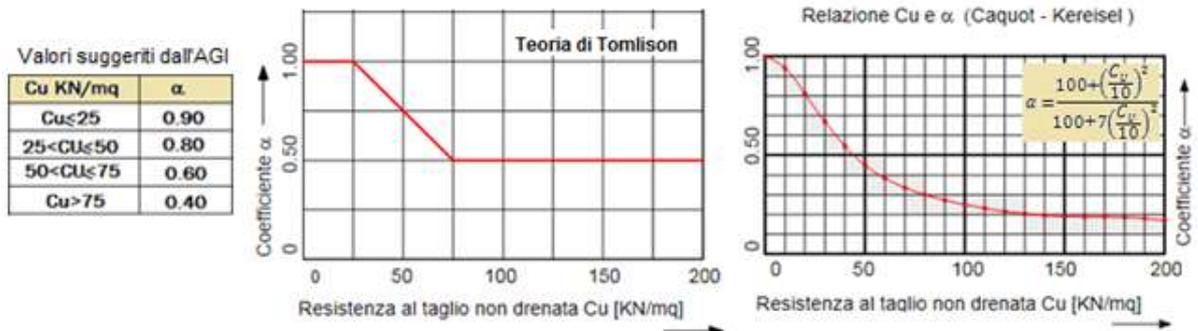
$$P_L = \pi D \alpha C_u \int_0^H dz$$

$$P_L = \pi D \alpha C_u H$$



Il termine α è un coefficiente riduttivo della C_u che tiene conto del materiale costituente il palo, della modalità esecutiva, del tempo di realizzazione e della diminuzione della resistenza al taglio dovuta all'alterazione del terreno a stretto contatto con il manufatto (rammollimento dell'argilla).

Quest'ultimo fenomeno è connesso all'assorbimento dell'acqua dal calcestruzzo, nella fase di messa in opera, e alla presenza d'acqua che tende, durante lo scavo, a migrare verso il foro, zona a più basso potenziale. Il valore di α può essere assunto facendo riferimento ai valori suggeriti dall'AGI (Associazione Geotecnica Italiana) o a quelli desumibili ai grafici seguenti, connessi alla teoria di Tomlison o a quella di Caquot-Kereisel.



Valori suggeriti dall'AGI		Teoria di Tomlison		Relazione di Caquot-Kereisel Cu [KN/mq]
Cu [KN/mq]	Valori di α	Cu [KN/mq]	Valori di α	
$0 \leq Cu \leq 25$	0.90	$0 \leq Cu \leq 25$	$\alpha = 1$	$\alpha = \frac{100 + \left(\frac{Cu}{10}\right)^2}{100 + 7\left(\frac{Cu}{10}\right)^2}$
$25 \leq Cu \leq 50$	0.80	$25 \leq Cu \leq 75$	$\alpha = 1 - \frac{Cu - 25}{100}$	
$50 \leq Cu \leq 75$	0.60	$Cu \geq 75$	$\alpha = 0.50$	
$Cu \geq 75$	0.40			

8.0 TERRENI STRATIFICATI DOTATI DI ATTRITO E COESIONE ↑

Quando i sedimenti interessati dall'intervento risultano costituiti da una stratigrafia diversificata, in cui può risultare prevalente la componente permeabile (Terreni a grana grossa) o quella impermeabile (terreni grana fine), è opportuno eseguire il calcolo della capacità portante utilizzando i parametri geotecnici relativi a prove in condizioni drenate (lungo termine) nel primo caso o a prove in condizioni non drenate (breve termine) nel secondo caso.

8.1 Verifica a lungo termine ↑

Se la conformazione dei terreni è tale da consentire il dissipamento rapido dell'acqua e quindi delle sovrappressioni neutre, nelle analisi è giusto utilizzare i parametri espressi in termini di tensioni efficaci (ϕ, e, c').

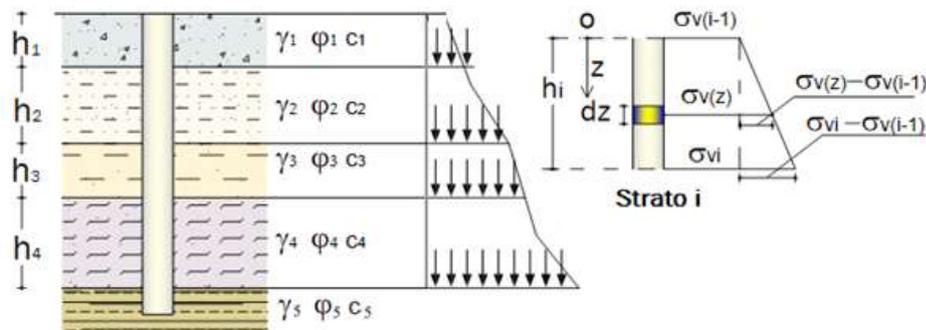
In riferimento a quanto già detto, in merito alle condizioni relativamente alle quali i pali lavorano essenzialmente di punta o per attrito laterale, si possono utilizzare le seguenti espressioni:

$$P_B = \frac{1}{4} \pi D^2 \left(N_q S_q d_q \sum_{i=1}^{N_{str}} \gamma_i h_i + c'_B N_C \right) \quad \text{Pali attestati in uno strato consistente}$$

$$P_B = \frac{\pi D^2}{4} \left(v B_k \sum_{i=1}^{N_{str}} \gamma_i h_i + c'_B N_C \right) \quad \text{Pali sospesi - assenza di strato consistente}$$

In cui è necessario specificare che i prodotti $\gamma_i h_i$, a cui è estesa la sommatoria, sono riferiti ai vari strati situati sopra il piano contenente la superficie di base del palo; tutti gli altri parametri, invece, sono riferiti alle caratteristiche geotecniche dello strato di base. E' utile inoltre osservare che il prodotto $S_q d_q$ è sempre maggiore di 1, quindi potrebbe risultare lecito, per le varie circostanze, a favore di sicurezza, assumerlo pari all'unità.

Relativamente al generico strato i -esimo di spessore h_i , con specifiche caratteristiche geotecniche ϕ_i, γ_i, c_i , si possono determinare, con semplici trasformazioni matematiche, le tensioni verticali ($\sigma_{v(i-1)}, \sigma_{v(i)}$) ed orizzontali ($\sigma_{h(i-1)}, \sigma_{h(i)}$) in corrispondenza dei piani di separazione i .



$$\frac{\sigma_{v(z)} - \sigma_{v(i-1)}}{z} = \frac{\sigma_{v(i)} - \sigma_{v(i-1)}}{h_i}$$

$$\sigma_{v(z)} = \sigma_{v(i-1)} + \frac{\sigma_{v(i)} - \sigma_{v(i-1)}}{h_i} z$$

$$\sigma_{h(z)} = K_i \left(\sigma_{v(i-1)} + \frac{\sigma_{v(i)} - \sigma_{v(i-1)}}{h_i} z \right)$$

Queste, per ogni strato i , consentono di determinare le relazioni della forza orizzontale F_{hi} e della corrispondente portata laterale $P_{L(i)}$. Tali valori, matematicamente, si ottengono ricavando la forza elementare dF_{hi} relativa al tratto dz , a profondità z rispetto al piano di separazione a quota più alta.

$$\begin{aligned} dF_{hi} &= dA K_i \sigma_v(z) \\ dF_{hi} &= dA K_i \left(\sigma_{v(i-1)} + \frac{\sigma_{v(i)} - \sigma_{v(i-1)}}{h_i} z \right) \\ dF_{hi} &= D\pi K_i \left(\sigma_{v(i-1)} + \frac{\sigma_{v(i)} - \sigma_{v(i-1)}}{h_i} z \right) dz \end{aligned}$$

Da questa relazione, previo integrazione fra 0 ed h_i , si ricavano prima la sollecitazione orizzontale e successivamente - con l'utilizzo dell'angolo di attrito δ_i che si innesca fra il fusto del palo e il terreno - la relativa portata $P_{L(i)}$

$$\begin{aligned} F_{hi} &= D\pi K_i \left(\int_0^{h_i} \sigma_{v(i-1)} dz + \int_0^{h_i} \frac{\sigma_{v(i)} - \sigma_{v(i-1)}}{h_i} z dz \right) \\ F_{hi} &= D\pi K_i \left(\sigma_{v(i-1)} h_i + \frac{\sigma_{v(i)} - \sigma_{v(i-1)}}{h_i} \frac{h_i^2}{2} \right) \\ F_{hi} &= D\pi K_i \left(\sigma_{v(i-1)} h_i + \frac{\sigma_{v(i)} - \sigma_{v(i-1)}}{2} h_i \right) \\ F_{hi} &= D\pi K_i \left(\sigma_{v(i-1)} h_i + \frac{\sigma_{v(i)} h_i - \sigma_{v(i-1)} h_i}{2} \right) \\ F_{hi} &= D\pi K_i \left(\frac{2\sigma_{v(i-1)} h_i + \sigma_{v(i)} h_i - \sigma_{v(i-1)} h_i}{2} \right) \\ F_{hi} &= D\pi K_i h_i \left(\frac{\sigma_{v(i-1)} + \sigma_{v(i)}}{2} \right) \\ F_{hi} &= D\pi K_i h_i \sigma_{med(i)} \end{aligned}$$

$$P_{L(i)} = D\pi K_i h_i \sigma_{med(i)} \tag{\delta}_i$$

essendo:

$$\sigma_{med(i)} = \frac{\sigma_{v(i-1)} + \sigma_{v(i)}}{2}$$

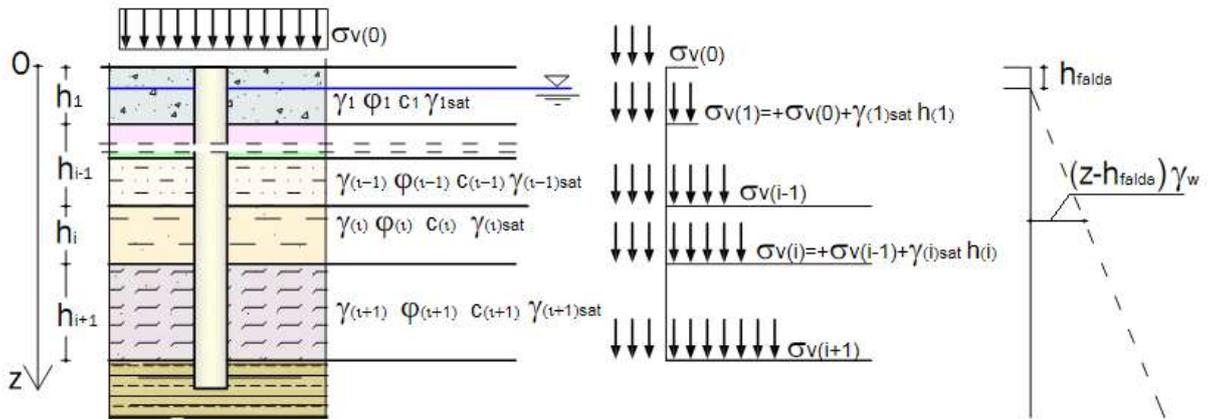
E' possibile in definitiva scrivere, per l'intero fusto del palo, la portante laterale data dalla somma dei contributi offerti dai vari strati. Tenendo conto delle aliquote inerenti l'attrito laterale e la coesione, la relazione che definisce detta grandezza assume la forma seguente:

$$P_L = D\pi \left(\sum_{i=1}^{nstrati} K_i h_i \sigma_{med(i)} \tag{\delta}_i + \sum_{i=1}^{nstrati} c_i h_i \right)$$

8.2 Influenza della falda acquifera ↑

Quando nel sedime di fondazione si ha la presenza di falda acquifera, nel calcolo delle tensioni verticali $\sigma_{v(i)}$, bisogna considerare la contropinta connessa alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua. Questa, alle varie quote, causa una variazione nell'andamento delle tensioni verticali che, per gli strati sottostanti il livello freatico, fa

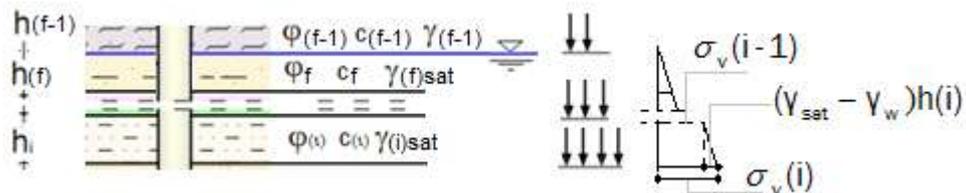
registrare sostanziali diminuzioni dei relativi valori. In questo caso la determinazione della $\sigma_{med}(i)$ in corrispondenza dello strato i -esimo viene attuata con il procedimento che segue.



- Si definiscono i vari piani di separazione degli strati che compongono l'ammasso terroso considerando fra questi anche quello che individua la falda acquifera; in pratica, per facilità di elaborazione, lo strato che contiene la falda viene suddiviso in due parti ricavando altri due strati; di questi solamente la seconda, a quota più bassa, subisce l'influenza della falda acquifera.
- Si determinano, in corrispondenza di detti piani le tensioni verticali $\sigma_v(i)$, le quali, tenendo conto di eventuale sovraccarico $\sigma_v(0)$ applicato sull'estradosso, per gli strati sopra falda, si possono scrivere nella forma seguente⁵:

$$\sigma_v(i) = \sigma_v(i-1) + \gamma(i)h(i)$$

- Per gli strati di terreno che si trovano al disotto della falda, in cui bisogna considerare l'effetto idrostatico dell'acqua agente verso l'alto (controspinta), le tensioni verticali in corrispondenza delle quote dei piani di separazione, in relazione a quelle trasmesse dalla strato soprastante, si calcolano:



$$\sigma_v(i) = \sigma_v(i-1) + (\gamma_{sat} - \gamma_w)h(i)$$

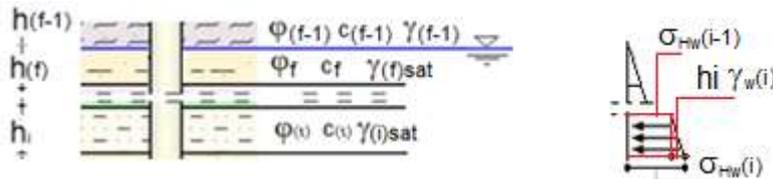
- La definizione dell'andamento delle tensioni verticali efficaci consente, di determinare, per lo strato i -esimo, le pressioni laterali $\sigma_H(i)$ le quali, considerando pure gli effetti della coesione c , possono ricavarsi con la seguente espressione:

$$\sigma_H(i) = \sigma_v(i)K_a(i) - 2c(i)\sqrt{K_a(i)}$$

- E' opportuno evidenziare che per gli strati di terreno che si trovano al disotto della falda, se si volesse eccedere nelle analisi fisiche del fenomeno, bisognerebbe

⁵ Nel caso in cui la conformazione dello strato è tale da trovarsi al disotto della falda acquifera per il calcolo delle pressioni verticali, ovviamente, bisogna considerare il peso specifico del terreno saturo $\gamma_{sat}(i)$

operare l'incremento delle pressioni laterali dovuto all'effetto idrostatico dell'acqua; bisognerebbe, infatti, calcolare la pressione orizzontale data da quella calcolata in corrispondenza del piano di separazione a quota più alta incrementata dal prodotto $h_i \cdot \gamma_w$.



$$\sigma_{Hw}(i) = \sigma_{Hw}(i-1) + h_i \gamma_w$$

- f) l'espressione della portata laterale, comprensiva degli effetti connessi alla presenza di terreni coesivi e della spinta dell'acqua, assumerebbe la seguente espressione:

$$P_L = D\pi \left[\sum_{i=1}^{nstrati} h_i \tan \delta_i (K_i \sigma_{med(i)} - 2c_i \sqrt{k_i} + \sigma_{WHmed(i)}) + \sum_{i=1}^{nstrati} h_i c_i \right]$$

In cui

$$\sigma_{med(i)} = \frac{\sigma_{v(i-1)} + \sigma_{v(i)}}{2} \quad \sigma_{WHmed(i)} = \left(\frac{\sigma_{w(i)} + \sigma_{w(i-1)}}{2} \right)$$

tuttavia, tenendo pure conto dell'incertezza del fenomeno connesso all'oscillazione che potrebbe subire il livello freatico, è opportuno, a favore di sicurezza, trascurare la spinta orizzontale dell'acqua. In definitiva è giusto quindi, per la determinazione della portata laterale, considerare l'espressione seguente:

$$P_L = D\pi \left[\sum_{i=1}^{nstrati} h_i \tan \delta_i (K_i \sigma_{med(i)} - 2c_i \sqrt{k_i}) + \sum_{i=1}^{nstrati} h_i c_i \right]$$

8.3 Verifica a breve termine ↑

Per una ammasso costituito, in prevalenza, da diversi strati di terreno coesivi di natura argillosa, con bassissima permeabilità ed elevati valori dell'indice di plasticità ($K_{perm} < 10^{-5}$ $I_p > 10$), le relazioni già determinate per ammassi omogenei, costituiti da un unico indefinito strato, con lo stesso significato dei simboli, in questo ambito assumono la forma:

$$P_B = \pi \frac{D^2}{4} \left(N_c C_u \omega + \sum_{i=1}^{nstrati} \gamma'_i h_i \right)$$

$$P_L = D\pi$$

9 EFFICIENZA DEI PALI IN GRUPPO ↑

Le varie teorie esposte nelle pagine precedenti sono state sviluppate facendo riferimento al singolo palo. Nella realtà, però, quasi sempre ci si trova in presenza di un gruppo pali solidarizzati in testa da una struttura atta a collegare i vari elementi. E' pertanto necessario esaminare il comportamento di insieme dei vari elementi verificando, ai fini del calcolo della capacità portante, per le varie conformazioni rilevabili in fase realizzativa, come il comportamento del singolo palo, possa influenzare quello relativo alla palificata. Spontaneamente viene da porsi l'interrogativo in base al quale ci si chiede se potrebbe risultare vera l'ipotesi in cui la capacità portante della palificata derivasse dalla somma dei contributi delle singole portanze dei vari pali.

Se risultasse vero questo assunto, dovrebbe verificarsi l'eguaglianza fra la somma delle singole portanze

$$\sum_{i=1}^{N_{\text{pali}}} P_{RP}$$

determinate per ogni elemento, con quella della palificata

$$P_{RPLF}$$

In questo modo il rapporto fra queste due entità, definito come efficienza dei pali in gruppo **E**, dovrebbe risultare pari all'unità

$$E = \frac{P_{RPLF}}{\sum_{i=1}^{N_{\text{pali}}} P_{RP}} = 1$$

Si è potuto appurare, sperimentalmente, che questo non sempre accade; vari fenomeni, connessi con diversi fattori, quali le caratteristiche della stratificazione, il sistema esecutivo, la decompressione che si produce durante la fase di esecuzione e altri fattori quali, ad esempio, l'interasse, il numero, il diametro e la lunghezza dei vari pali, generalmente determinano sostanziali riduzioni di tale coefficiente che sovente, specialmente per pali trivellati, risulta inferiore a 1.

Da queste considerazioni è scaturita l'esigenza di acquisire i vari specifici coefficienti **E** in relazione alla particolarità degli interventi. Allo scopo è possibile ricorrere alle metodologie riscontrabili in letteratura e appresso riportate.

Per le palificate sospese su sedimenti coesivi che portano prevalentemente per attrito laterale, con interasse compresi fra 2 o 3 volte il diametro **D**, è possibile utilizzare l'equazione di Converse-Labarre (consigliata dalla AASHTO -American Association of State Highway and Transportation Officials-) che, con il connesso significato dei simboli, consente di ricavare l'efficienza dei pali in gruppo nel modo seguente:

$$E = 1 - \text{atn} \left(\frac{D}{i} \right) \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 m n}$$

Essendo:

m = il numero di file di pali che compongono la palificata;

n = il numero di pali per fila;

D = il diametro dei pali;

i = l'interasse minimo fra i pali.

In alternativa tale valore può essere acquisito in funzione dell'interasse o del numero dei pali, dalle tabelle proposte da Kerisel (1967) e da altri autori.

Interasse fra i centri dei pali	E
10D	1
8D	0.95
6D	0.90
5D	0.85
4D	0.75
3D	0.65
2.5D	0.55

Kerisel (1967). Si ricava E in funzione dell'interasse dei pali

Numero pali Np	E
2	0.91
3	0.87
4	0.82
5	0.80
6	0.77
Np>6	0.75

Altri Autori. Si ricava E in funzione dell'interasse del numero dei pali

Nel caso in cui l'interasse dei pali "i" dovesse risultare minore di 3D, è opportuno effettuare la verifica della capacità portante della palificata alla stregua di una fondazione diretta in cui viene assunta: come profondità la lunghezza dei pali ($\sum h_i$) e come area di base A_r quella delimitata dal perimetro P_r misurato lungo i centri dei pali esterni; allo scopo, per le verifiche a breve e a lungo termine, si opera con le seguenti espressioni:

verifica in condizioni non drenate (si considera $\varphi_u = 0$ e $c = C_u$)

$$P_{Bpal} = A_r \left(N_c C_u \omega + \sum_{i=1}^{nstrati} \gamma_i h_i \right)$$

$$P_{Lpal} = P_r \sum_{i=1}^{nstrati} h_i C_{ui} \alpha_i$$

verifica in condizioni drenate (si utilizzano φ e c')

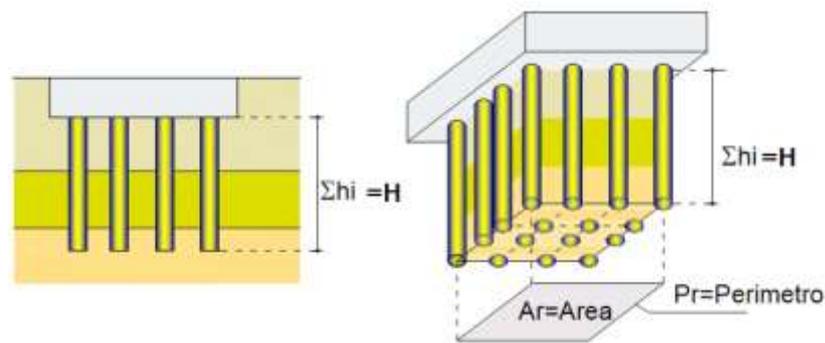
$$P_{Bpal} = A_r \left(N_q S_q d_q \sum_{i=1}^{nstrati} \gamma_i h_i + c'_B N_c \right)$$

$$P_{Lpal} = P_r \left(\sum_{i=1}^{nstrati} K_i h_i \tan \delta_i \sigma_{med(i)} + \sum_{i=1}^{nstrati} c'_i h_i \right)$$

Il valore di N_c si può ricavare con l'espressione proposta da Skempton (1951)

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \left(1 + \frac{H}{12 B} \right)$$

essendo H l'affondamento della palificata e B ed L rispettivamente il minore ed il maggiore dei lati del perimetro P_r definito in precedenza ed evidenziato nella figura seguente.



In questo modo si determina la capacità portante ultima della palificata data dai due contributi

$$P_{aPal} = P_{Bpal} + P_{Lpal}$$

Conseguentemente, l'efficienza della palificata definita dal rapporto della capacità portante ultima (P_{aPal}), fratto la somma delle singole capacità portanti dei vari pali. Per pali geometricamente uguali, in cui il denominatore è dato dal prodotto del numero di pali (N_{pal}) per il carico limite dei singoli pali, detta grandezza risulta:

$$E = \frac{P_{aPal}}{N_{Pal} P_{al}}$$

Se questo rapporto dovesse risultare >1 , a favore di sicurezza si assume come efficienza dei pali in gruppo: **E=1**

Quanto precedentemente esposto (per pali con interassi $i < 3D$) può essere utilizzato, anche, per palificate che lavorano essenzialmente di punta. Queste si comportano, infatti, come le fondazioni dirette con affondamento esteso fino allo strato consistente, su cui sono attestate.

In presenza di strato di base del tipo precedentemente detto (consistente), idoneo a sopportare elevate concentrazioni di carico, questa entità, generalmente, risulta maggiore dell'unità. Conseguentemente, a favore di sicurezza, in analogia a considerazioni già espresse, si può assumere un valore di efficienza **E** pari all'unità e quindi si scrivere:

$$P_{aPal} = N_{pal} P_{Lim}$$

Questa espressione è valida pure per pali battuti da realizzare su terreni granulari. Prove sperimentali, infatti, a causa del costipamento del terreno circostante i vari elementi, hanno consentito di appurare che tale coefficiente **E** risulta sempre superiore ad 1.

10 ATTRITO NEGATIVO ↑

Questo fenomeno si manifesta quando gli elementi della palificata vengono sollecitati dal terreno circostante con tensioni tangenziali dirette verso il basso. Contrariamente a quanto si verifica normalmente - in cui sono i pali che tendono a spostarsi verso il basso e il terreno, per attrito laterale, tende ad impedire tali movimenti- in questo caso, invece, risulta che sono i pali che tendendo ad impedire al terreno circostante di abbassarsi. Di conseguenza ciò concretizza l'insorgenza di ulteriori sollecitazioni assiali sul palo che influenzano ai fini del calcolo della capacità portante. Questo fenomeno, connesso con varie cause (quali, ad esempio quelle in cui si ha la presenza di terreni di riporto in fase di consolidamento, di abbassamenti della falda, di vibrazioni, di deformabilità elastica degli elementi resistenti ecc.,) si manifesta maggiormente in presenza di terreni compressibili che, "aggrappandosi" al palo, esercitano sulla sua superficie laterale un attrito negativo che per trascinamento tende a far aumentare il carico su di esso agente.

E' necessario pertanto definire tali forze di trascinamento che per terreni coesivi e per terreni incoerenti, rispettivamente assumono, le espressioni che seguono:

- per terreni di riporto coesivi si ha :

$$S_n = \pi D h_n C_n$$

- per terreni di riporto incoerente si ha

$$S_n = \pi D \frac{1}{2} \gamma h_n^2 K_n f_n$$

dove:

h_n rappresenta lo spessore dello strato che cede

C_n è il valore dell'aderenza che si sviluppa fra palo e terreno

$K_n = 1 - \sin \varphi$

$f_n = \tan(2/3\varphi)$

In alternativa alle espressioni precedenti, è possibile utilizzare l'espressione empirica di Lambe (1974):

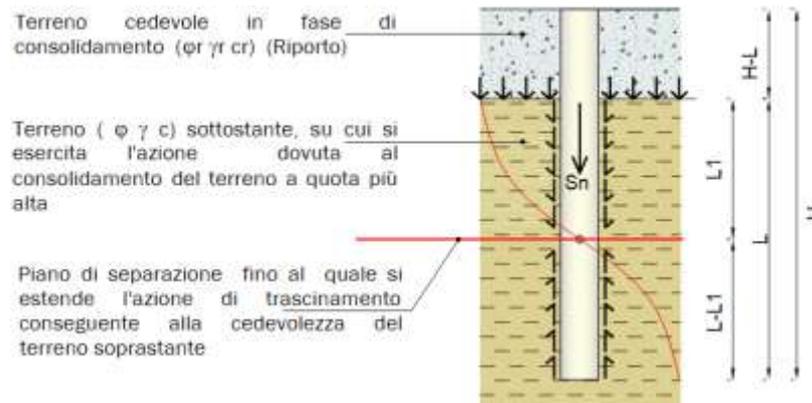
$$\tau_n = \beta \gamma_r h_n$$
$$S_n = \pi D \beta \gamma_r h_n^2$$

Ove il coefficiente β dipendente dal tipo di terreno può assumere i valori riportati nella tabella seguente

Tipodi terreno	Coefficiente β
Sabbie	0.35-0.50
Limi	0.25-0.35
Argille	0.20-0.25

Ovviamente i parametri geotecnici, che bisogna utilizzare in questo ambito, devono scaturire da prove di laboratorio effettuate nelle **condizioni consolidate-drenate (CD)**.

Per terreni compressibili il problema connesso con la determinazione di tali azioni si attua utilizzando lo schema di seguito riportato che consiste nell' individuare le zone in cui vengono esplicitate le due azioni: quella di trascinamento verso il basso e quella resistente verso l'alto.



Necessita individuare, pertanto, nell'ammasso in cui sono sospesi i pali, il piano (o punto neutro del diagramma rappresentato in figura) in corrispondenza del quale si inverte tale tendenza che si ribadisce rappresenta la zona di separazione dei due semispazi che definiscono le due porzioni di terreno rispettivamente soggette a spostamenti relativi (terreno-palo) verso il basso e verso l'alto.

Sulla base di tali presupposti, con il significato dei simboli appresso specificati, è stata ricavata la seguente relazione:

$$S_n = f_n \pi D \left(q'' + \gamma' \frac{L_1}{2} \right) L_1 K_n$$

essendo

q'' la pressione media alla quota $H - L$

$$q'' = \gamma_r (H - L)$$

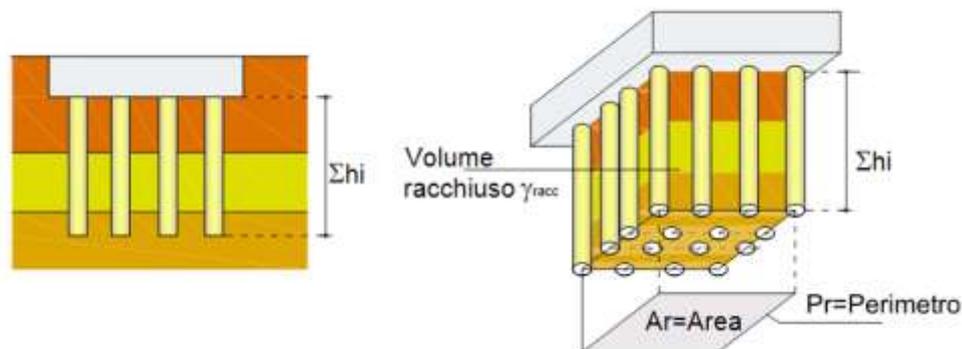
γ_r il peso di volume del materiale di riporto

L_1 la lunghezza che individua la posizione del punto neutro che si calcola, per tentativi dalla seguente equazione :

$$L_1 = \frac{L}{L_{1n}} \left(\frac{L}{2} + \frac{q''}{\gamma'} \right) - 2 \frac{q''}{\gamma'}$$

Se la conformazione della palificata è tale da presentare interassi degli elementi relativamente bassi ($i < 2D \sim i < 3D$), l'attrito negativo, opportunamente, si valuta, complessivamente, sul blocco di fondazione delimitato dal perimetro dei pali di altezza:

$$H = \sum h_i$$

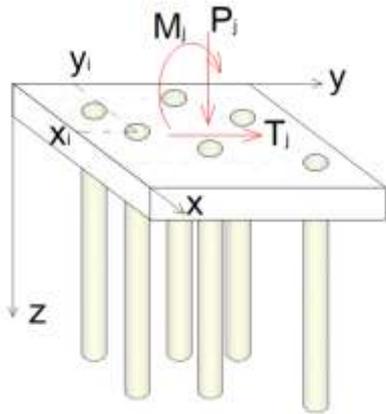


In questo caso, utilizzando la stessa simbologia adoperata nel paragrafo inerente l'efficienza dei pali in gruppo (con $h_n = H$), si ha:

$$S_{nt} = P_r K_n \tan \delta \gamma_{racc} h_n^2 + \gamma_{racc} h_n A_r$$

11 VERIFICHE - IN ADERENZA ALLE NORME TECNICHE 2008- ↑

Alla luce delle nuove disposizioni di cui al D.M. 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni NTC 2008 -Rif. § 6.4.3. FONDAZIONI SU PALI-), è necessario definire una metodologia di calcolo finalizzata al dimensionamento di una fondazione profonda (palificata) collegata in testa da un elemento sollecitato da un sistema di forze derivante da un manufatto in elevazione.



In particolare l'obiettivo che si propone prevede:

- l'acquisizione dei dati inerenti la geometria del sistema, l'insieme delle sollecitazioni esterne, i parametri meccanici dei materiali e le caratteristiche dei terreni su cui impostare la palificata;
- la distribuzione delle azioni esterne sui singoli pali, con l'individuazione di quello maggiormente sollecitato;
- la verifica della capacità portante riferita al carico massimo ed ai cedimenti ammissibili in relazione alle esigenze funzionali delle strutture da realizzare in elevazione;
- il dimensionamento strutturale del manufatto da realizzare con analisi volte all'individuazione della sezione resistente in cui si verificano le massime caratteristiche di sollecitazione.

Risulta indispensabile, pertanto, riesaminare le classiche procedure di calcolo, adeguandole alle teorie basate sul concetto di sicurezza, insito nelle analisi da effettuare col metodo semiprobabilistico agli stati limite, recentemente introdotto dalla nuova normativa in cui è previsto che le verifiche siano effettuate con riferimento agli stati limite ultimi (SLU) che a quelle di esercizio (SLE).

Nel primo tipo di verifica -Verifica agli stati limite ultimi (SLU)- si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU** (non è espressamente previsto per le palificate)
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti (Rif. N.T.C. § 6.4.3.1) :

SLU di tipo geotecnico GEO

- dei carichi assiali;
- dei carichi trasversali;
- dei carichi di sfilamento nei riguardi di quelli assiali di trazione;
- della stabilità globale.

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

Nel secondo tipo di verifica -Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)- devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

11.1 Indagini geognostiche ↑

La progettazione di questo tipo di fondazione deve essere supportata da mirate indagini geognostiche basate su perforazioni dirette, con l'asportazione delle carote dalle verticali indagate e il prelievo di campioni dai quali estrarre i provini sui quali effettuare le analisi di laboratorio. Vengono soddisfatte, così, le esigenze connesse con le metodologie di calcolo fondate, imprescindibilmente, con la specifica conoscenza della stratigrafia e dei parametri geotecnici caratterizzanti le varie unità rilevate.

11.2 Programmazione delle indagini ↑

In questo contesto, come già precedentemente accennato, è opportuno rimarcare, quanto di seguito riportato.

- La programmazione delle indagini deve essere effettuata in funzione del tipo di opera in argomento con la definizione, a cura del progettista, del piano delle indagini e della caratterizzazione geotecnica con la relativa modellazione.
- La determinazione delle grandezze fisiche e meccaniche (parametri geotecnici) dei terreni deve perseguirsi con l'utilizzo di mirate prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno; queste, correlate con l'interpretazione dei risultati ottenuti da prove e misure in sito, devono consentire, anche, la definizione dei relativi valori caratteristici.
- Bisogna definire il modello geotecnico rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica.
- E' necessario operare la scelta del tipo di palo e delle tecnologie esecutive da attuare in relazione alle caratteristiche dei terreni e dell'eventuale presenza di acque nel sottosuolo.
- Il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento deve essere effettuato tenendo conto degli effetti di gruppo, ciò deve essere attuato sulla base delle verifiche (agli SLU e agli SLE) in cui bisogna tener conto dell'interazione tra il terreno e i pali nonché della presenza della struttura di collegamento.
- E' indispensabile perseguire la determinazione, se ne ricorrono le condizioni, delle due aliquote inerenti le parti di sollecitazioni che vengono trasferite al terreno (direttamente dalla struttura di collegamento e indirettamente attraverso i pali). Tale valutazione è necessaria ai fini delle scelte delle metodologie di calcolo (analisi) con riferimento ai soli pali o all'interazione fra le strutture di collegamento e il terreno su cui poggiano; di conseguenza se si dovesse operare con riferimento alla seconda ipotesi (fondazione mista), dette verifiche dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 NTC e 6.4.3.4. NTC
- Le verifiche, oltre a rispecchiare quanto precedente detto, devono includere, fra le azioni permanenti, il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo; quest'ultimo deve essere valutato con i coefficienti γ_M del caso M1 della Tab. 6.2.II. NTC.

11.3 Azione sismica di progetto ↑

La normativa, definisce l'azione sismica di progetto facendo riferimento all'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi (Rif. § 7.11.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI e rif. § 7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO). In questi ambiti, sulla base di *un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici*, vengono valutati gli effetti che influenzano il modo in cui si propagano le onde sismiche nel substrato in funzione della densità (rigidezza) degli strati presenti. Ciò si attua con analisi riguardanti:

- la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni;
- la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine;
- l'esecuzione di prove cicliche e dinamiche di laboratorio, (in particolare quando sia tecnicamente possibile il prelievo di campioni indisturbati) ;
- la valutazione della dipendenza della rigidità e dello smorzamento dal livello deformativo;
- le analisi connesse con l'eventuale riduzione di resistenza al taglio indotta dalla degradazione dei terreni, dovuta anche all'eventuale accumulo di pressioni interstiziali;

In questo modo è possibile definire più accuratamente la risposta sismica locale facendo riferimento anche all'influenza del profilo stratigrafico, all'amplificazione topografica e all'eventuale fenomeno della liquefazione.

In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato (Tab. 3.2.II e 3.2.III), che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento -definite dalle norme (A,B,C,D,E,S1,S2)- attraverso la determinazione della velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ oppure in alternativa della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ oppure ancora della resistenza non drenata equivalente $C_{u,30}$.

11.4 Verifiche SLU nei riguardi dei carichi assiali (Approccio 1 e Approccio 2) ↑

La verifica deve essere effettuata, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II delle NTC, seguendo almeno uno dei due approcci.

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M1+R2)

PRIMO TIPO DI VERIFICA (SLU)		
Approccio 1 Combinazione 1 (A1 + M1 + R1)		
A1 (STR) Tab. 6.2.I NTC	M1 Tab. 6.2.II NTC	R1 Tab. 6.4.II NTC (Pali Trivellati)
Favorevole $\gamma_{G1} = 1.0$		$\gamma_R = 1$ (Base)
Sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$	$\gamma_\phi = 1$ ($\text{Tag } \phi_k$)	$\gamma_R = 1$ (Laterale in compressione)
Favorevole $\gamma_{G2} = 0$	$\gamma_{c'} = 1$ (c'_{kn})	$\gamma_R = 1$ (Totale)
Sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.5$	$\gamma_{Cu} = 1$ (Cu_k)	$\gamma_R = 1$ (Laterale in trazione)
Favorevole $\gamma_{Qi} = 0$	$\gamma_\gamma = 1$ (γ)	
Sfavorevole $\gamma_{Qi} = 1.5$		

SECONDO TIPO DI VERIFICA (SLU)		
Approccio 1 Combinazione 2 (A2 + M1 + R2)		
A2 (GEO) Tab. 6.2.I NTC	M1 Tab. 6.2.II NTC	R2 Tab. 6.4.II NTC (Pali Trivellati)
Favorevole $\gamma_{G1} = 1$		$\gamma_R = 1.70$ (Base)
Sfavorevole $\gamma_{G1} = 1$	$\gamma_\phi = 1$ ($\text{Tag } \phi_k$)	$\gamma_R = 1.45$ (Laterale in compressione)
Favorevole $\gamma_{G2} = 0$	$\gamma_{c'} = 1$ (c'_{kn})	$\gamma_R = 1.60$ (Totale)
Sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$	$\gamma_{Cu} = 1$ (Cu_k)	$\gamma_R = 1.60$ (Laterale in trazione)
Favorevole $\gamma_{Qi} = 0$	$\gamma_\gamma = 1$ (γ)	
Sfavorevole $\gamma_{Qi} = 1.3$		

E' opportuno ricordare che, originariamente, nel testo delle NTC del 2008, per un mero refuso, è stata riportata la combinazione di gruppo A2+M2+R2, invece la combinazione che bisogna considerare, in aderenza a quanto previsto nella circolare 617/2009, è la seguente A2+M1+R2

Approccio 2:

- (A1+M1+R3)

TERZO TIPO DI VERIFICA (SLU) Approccio 2 (A1 + M1 + R3)					
A1 (GEO) Tab. 6.2.I NTC		M1 Tab. 6.2.II NTC		R3 Tab. 6.4.II NTC (Pali Trivellati)	
Favorevole	$\gamma_{G1} = 1$			$\gamma_R = 1.35$	(Base)
Sfavorevole	$\gamma_{G1} = 1.3$	$\gamma_{\phi} = 1.00$	(Tag ϕ_k)	$\gamma_R = 1.15$	(Laterale in compressione)
Favorevole	$\gamma_{G2} = 0$	$\gamma_c = 1.00$	(c'_{kn})	$\gamma_R = 1.30$	(Totale)
Sfavorevole	$\gamma_{G2} = 1.5$	$\gamma_{Cu} = 1.00$	(Cu_k)	$\gamma_R = 1.25$	(Laterale in trazione)
Favorevole	$\gamma_{Qi} = 0$	$\gamma_{\gamma} = 1.00$	(γ)		
Sfavorevole	$\gamma_{Qi} = 1.5$				

11.5 Verifiche della sicurezza e delle prestazioni ↑

Così come esplicitamente espresso nelle NTC al § 6.2.3 le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

Per ogni stato limite ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

In cui le azioni di progetto Ed debbono risultare inferiori alle resistenze di progetto Rd

11.6 Definizione delle azioni di progetto Ed ↑

Tali azioni si determinano dalle sollecitazioni esterne per i fattori (A) espressi nella tabella 6.2.I. Tali coefficienti di sicurezza, relativi alle varie combinazioni e approcci, si assumono, a seconda se si tratta di verifiche allo stato limite strutturali STR (A1) o allo stato limite di resistenza del terreno GEO (A2), nel modo di seguito riportato.

Con il significato dei simboli

- $G1sfv$ = carico permanente sfavorevole
- $G1fv$ = carico permanente favorevole
- $G2sfv$ = carico permanente non strutturale sfavorevole
- $G2fv$ = carico permanente non strutturale favorevole
- $Q1sfv$ = carico variabile sfavorevole
- $Q1fv$ = carico variabile favorevole

Nell'approccio 1 combinazione 1 (A1+M1+R1) e nell'approccio 2 (A1+M1+R3), Ed , in funzione dei coefficienti (A1), è data dalla seguente relazione:

$$Ed = G1fv \cdot 1.0 + G1sfv \cdot 1.3 + G2fv \cdot 0.0 + G2sfv \cdot 1.5 + Q1fv \cdot 0.0 + Q1sfv \cdot 1.5$$

CARICHI	EFFETTO	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1} = 0.9$	$\gamma_{G1} = 1.0$	$\gamma_{G1} = 1.0$
	Sfavorevole	$\gamma_{G1} = 1.1$	$\gamma_{G1} = 1.3$	$\gamma_{G1} = 1.0$
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2} = 0.0$	$\gamma_{G2} = 0$	$\gamma_{G2} = 0$
	Sfavorevole	$\gamma_{G2} = 1.5$	$\gamma_{G2} = 1.5$	$\gamma_{G2} = 1.3$
Variabile	Favorevole	$\gamma_{Qi} = 0.0$	$\gamma_{Qi} = 0$	$\gamma_{Qi} = 0$
	Sfavorevole	$\gamma_{Qi} = 1.5$	$\gamma_{Qi} = 1.5$	$\gamma_{Qi} = 1.3$

Nell'approccio 1 combinazione 2 (A2+ M1 + R2), con il significato dei simboli precedentemente evidenziato, Ed, in funzione dei coefficienti (A2), è data dalla seguente relazione:

$$Ed = G1fv \cdot 1.0 + G1sfv \cdot 1.0 + G2fv \cdot 0.0 + G2sfv \cdot 1.3 + Q1fv \cdot 0.0 + Q1sfv \cdot 1.3$$

CARICHI	EFFETTO	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}=0.9$	$\gamma_{G1}=1.0$	$\gamma_{G1}=1.0$
	Sfavorevole	$\gamma_{G1}=1.1$	$\gamma_{G1}=1.3$	$\gamma_{G1}=1.0$
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}=0.0$	$\gamma_{G2}=0$	$\gamma_{G2}=0$
	Sfavorevole	$\gamma_{G2}=1.5$	$\gamma_{G2}=1.5$	$\gamma_{G2}=1.3$
Variabile	Favorevole	$\gamma_{Qi}=0.0$	$\gamma_{Qi}=0$	$\gamma_{Qi}=0$
	Sfavorevole	$\gamma_{Qi}=1.5$	$\gamma_{Qi}=1.5$	$\gamma_{Qi}=1.3$

Il valore di Ed deve essere incrementato dal peso del palo eventualmente depurato dalla parte immersa e dell'attrito negativo.

11.7 Definizione delle resistenze di progetto Rd ↑

Il valore della resistenza di progetto Rd si determina dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II. delle NTC.

$$R_d = \frac{R_{CK}}{\gamma_R}$$

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo, in aderenza alle NTC, può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota

Nel caso in cui la resistenza R_k viene determinata da procedure analitiche sulla base dei parametri geotecnici degli strati costituenti l'ammasso terroso, in cui devono essere impostati i pali, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{ck} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Nelle applicazioni pratiche la determinazione della resistenza di progetto si attua con la sequenza di operazioni di seguito riportata.

- Si determina, con le procedure viste in precedenza, il palo più sollecitato ed il relativo carico verticale.
- Si determinano, in relazioni ai vari casi esposti (terreni coerenti, incoerenti, presenza o assenza di strato consistente, efficienza dei pali in gruppo ecc...), i valori della capacità portante costituita dalle due aliquote esplicitate alla base P_B e lateralmente P_L . Queste entità, in relazione agli approcci e combinazioni previste dalle NTC per i

pali, si determinano con l'utilizzo dei coefficienti γ_M riduttivi dei parametri geotecnici (Tabella 6.2.II)

Tabella 6.2.II Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEF. PARZ.	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tag } \varphi_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza non drenata	Cu_k	γ_{Cu}	1	1.40
Peso unità di volume	γ	γ_{γ}	1	1.00

Approccio 1 combinazione 1 (A1 + M1 + R1)

Approccio 1 combinazione 2 (A2 + M1 + R2)

Approccio 2 (A1 + M1 + R3)

$$\text{tag } \varphi_k = \frac{\text{tag } \varphi}{\gamma_{\varphi}} = \frac{\text{tag } \varphi}{1} \quad c'_k = \frac{c'}{\gamma_{c'}} = \frac{c'}{1} \quad Cu_k = \frac{Cu}{\gamma_{Cu}} = \frac{Cu}{1} \quad \gamma = \frac{\gamma}{\gamma_{\gamma}} = \frac{\gamma}{1}$$

- Si calcolano, in funzione del numero di verticali indagate (Tab. 6.4.IV NTC), i valori delle resistenze R_{ck} riferite alla portata alla base e a quella laterale;

$$R_{CK \text{ base}} = \frac{P_B}{\xi_3} \quad ; \quad R_{CK \text{ laterale}} = \frac{P_L}{\xi_4}$$

Numero verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ζ_3	1.7	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ζ_4	1.7	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

- Da questi valori, con l'utilizzo dei coefficienti parziali di cui alle tabelle (6.4 II), si ricava la resistenza R_d data dalla somma dei contributi derivanti dalla portate alla base e di quella laterale.

$$R_d = \frac{R_{CK \text{ base}}}{\gamma_b} + \frac{R_{CK \text{ laterale}}}{\gamma_s}$$

Tabella (6.4 II)

Resistenza	Pali infissi			Pali Trivellati			Pali elica cont.		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.70	1.35	1.0	1.60	1.30
Laterale in compr. γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Base γ_b	1.0	1.45	1.10	1.0	1.60	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale in Trazione. γ_{tr}	1.0	1.60	1.25	1.0	1.60	1.25	1.0	1.60	1.25

Per pali trivellati, per le combinazioni e approcci previste dalle norme per le fondazioni su pali, si ha:

Approccio 1 combinazione 1 (A1 + M1 + R1)

Resistenza	Pali Trivellati		
	R1	R2	R3
Base γ_b	1.0	1.70	1.35
Laterale in compr. γ_s	1.0	1.45	1.15

$$R_d = \frac{R_{CKbase}}{1} + \frac{R_{CKlaterale}}{1}$$

Approccio 1 combinazione 2 (A2 + M1 + R2)

Resistenza	Pali Trivellati		
	R1	R2	R3
Base γ_b	1.0	1.70	1.35
Laterale in compr. γ_s	1.0	1.45	1.15

$$R_d = \frac{R_{CKbase}}{1.7} + \frac{R_{CKlaterale}}{1.45}$$

Approccio 2

(A1 + M1 + R3)

Resistenza	Pali Trivellati		
	R1	R2	R3
Base γ_b	1.0	1.70	1.35
Laterale in compr. γ_s	1.0	1.45	1.15

$$R_d = \frac{R_{CKbase}}{1.35} + \frac{R_{CKlaterale}}{1.15}$$

11.8 Verifica di stabilità globale -Approccio 1- ↑

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1

l'Approccio 1 Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I delle NTC per le resistenze globali.

VERIFICA STABILITA' GLOBALE (SLU)					
Approccio 1 Combinazione 2 (A2 + M2 + R2)					
A2 (GEO) Tab. 6.2.I NTC		M2 Tab. 6.2.II NTC		R2 Tab. 6.8.I NTC	
Favorevole	$\gamma_{G1} = 1$	$\gamma_{\phi} = 1.25$	($\tan \phi_k$)	$\gamma_R = 1.1$	
Sfavorevole	$\gamma_{G1} = 1$	$\gamma_c = 1.25$	(c'_{kn})		
Favorevole	$\gamma_{G2} = 0$	$\gamma_{Cu} = 1.40$	(Cu_k)		
Sfavorevole	$\gamma_{G2} = 1.3$	$\gamma_{\gamma} = 1.00$	(γ)		
Favorevole	$\gamma_{Qi} = 0$				
Sfavorevole	$\gamma_{Qi} = 1.3$				

11.9 Pali soggetti a carichi trasversali ↑

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali, così come previsto dalle norme tecniche per le costruzioni, valgono le indicazioni espresse al paragrafo 6.4.3.1.1, applicando i coefficienti parziali γ_T della Tab. 6.4.VI.

Carichi trasversali (Tab 6.4.VI NTC)		
Coefficiente parziale R1	Coefficiente parziale R2	Coefficiente parziale R3
$\gamma_T=1.0$	$\gamma_T=1.6$	$\gamma_T=1.3$

Pertanto i vari approcci e combinazioni, esaminati per i carichi verticali, in questo contesto assumono le varie forme di seguito riportate

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M1+R2)

PRIMO TIPO DI VERIFICA (SLU) Approccio 1 Combinazione 1 (A1 + M1 + R1)		
A1 (STR) Tab. 6.2.I NTC	M1 Tab. 6.2.II NTC	R1 Tab. 6.4.VI NTC
Favorevole $\gamma_{G1} = 1.0$	$\gamma_{\phi} = 1$ (Tag ϕ_k) $\gamma_{c'} = 1$ (C'_{kn}) $\gamma_{Cu} = 1$ (Cu_k) $\gamma_{\gamma} = 1$ (γ)	$\gamma_R = 1$
Sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$		
Favorevole $\gamma_{G2} = 0$		
Sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.5$		
Favorevole $\gamma_{Qi} = 0$		
Sfavorevole $\gamma_{Qi} = 1.5$		

SECONDO TIPO DI VERIFICA (SLU) Approccio 1 Combinazione 2 (A2 + M1 + R2)		
A2 (GEO) Tab. 6.2.I NTC	M2 Tab. 6.2.II NTC	R2 Tab. 6.4.VI NTC
Favorevole $\gamma_{G1} = 1$	$\gamma_{\phi} = 1$ (Tag ϕ_k) $\gamma_{c'} = 1$ (C'_{kn}) $\gamma_{Cu} = 1$ (Cu_k) $\gamma_{\gamma} = 1$ (γ)	$\gamma_R = 1.60$
Sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$		
Favorevole $\gamma_{G2} = 0$		
Sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$		
Favorevole $\gamma_{Qi} = 0$		
Sfavorevole $\gamma_{Qi} = 1.3$		

Approccio 2:

- (A1+M1+R3)

TERZO TIPO DI VERIFICA (SLU) Approccio 2 (A1 + M1 + R3)		
A1 (GEO) Tab. 6.2.I NTC	M1 Tab. 6.2.II NTC	R3 Tab. 6.4.VI NTC
Favorevole $\gamma_{G1} = 1$	$\gamma_{\phi} = 1.00$ (Tag ϕ_k) $\gamma_c = 1.00$ (C'_{kn}) $\gamma_{Cu} = 1.00$ (Cu_k) $\gamma_{\gamma} = 1.00$ (γ)	$\gamma_R = 1.30$ (Totale)
Sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$		
Favorevole $\gamma_{G2} = 0$		
Sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.5$		
Favorevole $\gamma_{Qi} = 0$		
Sfavorevole $\gamma_{Qi} = 1.5$		

In questo ambito è necessario tener conto delle indicazioni previste al paragrafo 6.4.3.1.2, che testualmente si riportano:

Nel caso in cui la resistenza caratteristica $R_{tr,k}$ sia valutata a partire dalla resistenza $R_{tr,m}$ misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo intensità e retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento.

12.0 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

13.1 Equazione della linea elastica

Il dimensionamento della sezione del palo presuppone la conoscenza delle caratteristiche di sollecitazione lungo il suo asse, con l'individuazione dei massimi valori da utilizzare nella verifica a presso-flessione e taglio. Allo scopo si accetta come ipotesi di base, interattiva fra terreno e palo, il modello di suolo alla Winkler, basato su una relazione di proporzionalità fra lo spostamento del manufatto e la reazione del terreno attraverso un coefficiente di elasticità "Es" ad esso relativo. Pertanto prescindendo dal contributo dei momenti secondari indotti dal carico verticale², dall'equilibrio del tratto dz si perviene all' equazione differenziale della linea elastica data dall'espressione:

$$EI y(z)^{IV} + E_s y(z) = 0$$

dove:

- $E_s = K_s D$;
- D = diametro del palo;
- $y(z)$ = la funzione incognita dello spostamento;
- E ed I rappresentano rispettivamente il modulo elastico del materiale ed il momento d'inerzia della sezione circolare del palo;
- K_s è il coefficiente di rigidezza $[F/L^3]$ orizzontale che deve essere considerato noto, esso, in genere, è variabile con la profondità e in certi casi può assumere valori costanti.

13.2. Valutazione del modulo K_s

La valutazione di quest'ultimo parametro, di grandezza fondamentale per la risoluzione del problema, deve essere operata con molta accuratezza; allo scopo si rimanda alle molteplici relazioni consigliate dai vari Autori, (Terzaghi, Bowles, Vesic) che con l'ausilio dei risultati ottenuti da prove in sito, permettono di ricavare tale valore. A scopo indicativo si riportano alcune espressioni consigliate per il calcolo di "Es".

Per terreni coesivi preconsolidati si ha:

$$T = (EI / E_s)^{1/4} \quad (\text{lunghezza caratteristica})$$

$$K_s = (0.12 K^*) / D \quad (\text{andamento uniforme con la profondità})$$

$$E_s = 0.12 K^*$$

tabella 10

Per terreni sabbiosi ghiaiosi si ha:

² Tale semplificazione è possibile allorquando il carico di esercizio è inferiore a 0.15 del carico critico (Pesc < 0.15 Ncrit)

$$K_s = (n_h z)/D \quad (\text{legge triangolare})$$

$$E_s = n_h z$$

per tale legge la lunghezza caratteristica ³ è :

$$T = (EI / E_s)^{1/5}$$

Valori di n_h			
Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Sabbia non satura dN/cm ^q	0.25	0.75	2
Sabbia satura dN/cm ^q	0.15	0.50	1.02

tab. 11

Per terreni coesivi normalmente consolidati si ha:

$$K_s = n_h z/D \quad (\text{ legge triangolare})$$

$$E_s = n_h z$$

con

$$0.02 < n_h < 0.2 \text{ [dN/cm}^q\text{]}$$

In base al rapporto $Z_{max} = H/T$ é possibile classificare i pali come:

$Z_{max} < 2.5$	pali corti o rigidi
$2.5 < Z_{max} < 5$	pali mediamente flessibili
$Z_{max} > 5$	pali infinitamente flessibili

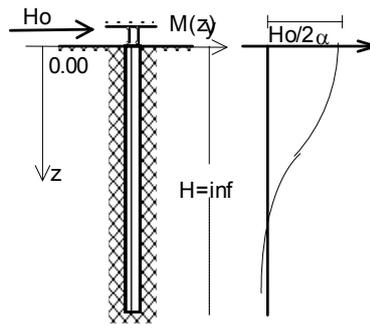
Nel programma di calcolo sono previste quattro diverse metodologie risolutive dell'equazione differenziale di partenza, fra le quali poter scegliere quella che meglio si adatta alle condizioni meccaniche e cinematiche del meccanismo palo-terreno. Tali metodi sono:

- il metodo della trave (palo) infinitamente lunga
- il metodo proposto Matlock e Reese (differenze finite)
- il metodo degli elementi finiti su suolo elastico (Ipotesi di Winkler).
- il metodo degli elementi finiti su appoggi cedevoli (Ipotesi di Newmark)

13.3. Palo infinitamente lungo

Nel caso in cui si può accettare la validità delle ipotesi di uniformità del coefficiente di reazione orizzontale del terreno con la profondità z e di sezione di testa vincolata alla rotazione (bipendolo-caso di fondazione di dimensioni notevoli rispetto al palo-), per una forza orizzontale H_0 , applicata a quota 0.00, l'equazione di partenza fornisce la soluzione di seguito riportata, dalla quale per successive derivazioni si ottengono le funzioni momento e taglio.

³ in generale per $K_s = n_h (z)^n$ T viene dato dall'espressione: $T = (EI / E_s)^{1/(4+n)}$



Equazione della linea elastica

$$y(z) = Ho \alpha / E_s e^{-\alpha z} (\cos(\alpha z) + \sin(\alpha z))$$

Espressione del momento

$$M(z) = Ho / 2\alpha e^{-\alpha z} (\cos(\alpha z) - \sin(\alpha z))$$

Espressione del taglio

$$T(z) = -Ho e^{-\alpha z} \cos(\alpha z)$$

Il coefficiente α è dato dalla seguente relazione:

$$\alpha = (E_s / 4EI)^{1/4}$$

Il momento massimo, in corrispondenza della sezione di testa ($z=0$), vale:

$$M(0) = Ho / (2\alpha)$$

Nel caso di variazione lineare del coefficiente di rigidezza K_s il momento massimo alla testa del palo è:

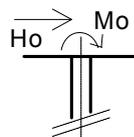
$$M_{max} = T Ho$$

dove:

$$T = (EI / E_s)^{1/5}$$

13.4. Metodo proposto Matlock e Reese (differenze finite)

La risoluzione di questa equazione, è stata affrontata dagli A.A. Matlock e Reese, i quali operando con il metodo delle differenze finite sono pervenuti, in funzione di parametri adimensionali, alle espressioni di seguito riportate.



Le soluzioni trovate sono :

CEDIMENTI

$$y(z/T) = y_a + y_b = (Ho T^3 / EI) A_y + (Mo T^2 / EI) B_y$$

ROTAZIONI

$$\Phi(z/T) = \Phi_a + \Phi_b = (Ho T^2 / EI) A_\Phi + (Mo T / EI) B_\Phi$$

MOMENTI

$$M(z/T) = M_a + M_b = Ho T A_m + Mo B_m$$

TAGLIO

$$T(z/T) = T_a + T_b = Ho A_T + (Mo/T) B_T$$

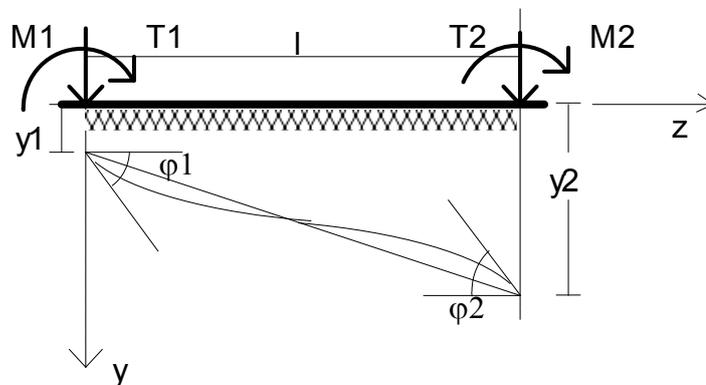
PRESSIONI LATERALI SUL TERRENO

$$P = P_{La} + P_{Lb} = (H_0/T)A_p + (M_0/T^2)B_p$$

I parametri adimensionali **A** e **B** sono stati ricavati caso di azioni orizzontali **H₀** e flettenti **M₀**, applicate separatamente alla testa del palo; essi risultano tabellati per diverse leggi di variazioni del parametro **E_s** (legge cost; triangolare e legge di tipo trapezoidale), in funzione del rapporto **z/T**, dove **T** rappresenta la lunghezza caratteristica del sistema già definito precedentemente.

13.5. Metodo agli elementi finiti "Suolo alla Winkler"

Il legame forze-spostamenti nodali per un tronco di trave di lunghezza finita pari a **L** e caricato in corrispondenza dei nodi terminali⁴, si ricava dalla soluzione che scaturisce dall'equazione differenziale basata sull'ipotesi fondamentale di suolo elastico alla Winkler.



L'espressione della linea elastica, in assenza di carico distribuito lungo il tratto, è :

$$y(z) = C_1 \cosh(\alpha z) \cos(\alpha z) + C_2 \cosh(\alpha z) \sin(\alpha z) + C_3 \sinh(\alpha z) \cos(\alpha z) + C_4 \sinh(\alpha z) \sin(\alpha z)$$

con $\alpha = (E_s/4EI)^{1/4}$

In forma compatta, introducendo il vettore

$$\underline{L}^T = [\cosh(\alpha z) \cos(\alpha z) \quad \cosh(\alpha z) \sin(\alpha z) \quad \sinh(\alpha z) \cos(\alpha z) \quad \sinh(\alpha z) \sin(\alpha z)]$$

si può scrivere:

$$y(z) = \underline{L}^T \underline{C}$$

analogamente per le funzioni che definiscono l'andamento delle rotazioni, del momento e del taglio, ponendo:

$$\begin{aligned} F_4 &= \cosh(\alpha z) \cos(\alpha z) ; F_3 = \cosh(\alpha z) \sin(\alpha z) ; \\ F_2 &= \sinh(\alpha z) \cos(\alpha z) ; F_1 = \sinh(\alpha z) \sin(\alpha z) ; \\ \underline{L}_z^T &= \alpha [(F_2 - F_3) \quad (F_1 + F_4) \quad (-F_1 + F_4) \quad (F_2 + F_4)] ; \\ \underline{L}_{zz}^T &= 2\alpha^2 [-F_1 \quad F_2 \quad -F_3 \quad F_4] \\ \underline{L}_{zzz}^T &= 2\alpha^3 [-(F_2 + F_3) \quad -(F_1 + F_4) \quad -(F_1 + F_4) \quad (F_2 - F_3)] \end{aligned}$$

si ha:

⁴ Per il calcolo della matrice di rigidezza dell'elemento é stata seguita la metodologia e la simbologia riportata negli appunti delle lezioni svolte dal Prof. F. Motta, nell'ambito del corso di Tecnica delle Costruzioni, presso la Facoltà di Ingegneria di Catania.

$$\begin{aligned}\phi(z) &= -L_z^T \underline{C} \\ M(z) &= -EI L_{zz}^T \underline{C} \\ T(z) &= -EI L_{zzz}^T \underline{C}\end{aligned}$$

Alle espressioni delle quattro costanti "C" si perviene, tenendo conto della convenzione sui segni assunte come in figura, imponendo il soddisfacimento delle condizioni cinematiche al contorno.

Infatti dovendo risultare :

$$y(0) = y_1; y'(0) = \phi_1; y(l) = y_2; y'(l) = \phi_2$$

si ottiene l' espressione in forma compatta :

$$K_0 \underline{C} = \underline{s}$$

essendo \underline{C} ed \underline{s} rispettivamente il vettore delle costanti e dei parametri di deformazione nei punti terminali della trave:

$$\underline{C} \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{bmatrix} \quad \underline{s} \begin{bmatrix} y_1 \\ \phi_1 \\ y_2 \\ \phi_2 \end{bmatrix}$$

La matrice K_0 (matrice dei coefficienti) risulta essere non singolare pertanto è possibile scrivere la relazione inversa:

$$\underline{C} = \underline{G} \underline{s}$$

dove \underline{G} è la matrice inversa di K_0 :

$$\underline{G} = \begin{bmatrix} G_{11} & G_{12} & G_{13} & G_{14} \\ G_{21} & G_{22} & G_{23} & G_{24} \\ G_{31} & G_{32} & G_{33} & G_{34} \\ G_{41} & G_{42} & G_{43} & G_{44} \end{bmatrix}$$

e i simboli assumano i seguenti valori :

$$\begin{aligned}\eta &= \alpha l ; \text{Fatt} = l / (4\eta^3) ; G(1,1) = 4\eta^3 / l ; G(1,2) = G(1,3) = G(1,4) = 0; \\ G(2,1) &= 4\eta^3 / l [(\cosh(\eta) \sinh(\eta) + \cos(\eta) \sin(\eta)) / (\sinh(\eta)^2 - \sin(\eta)^2)]; \\ G(2,2) &= 4\eta^2 \sinh(\eta)^2 / (\sinh(\eta)^2 - \sin(\eta)^2); \\ G(2,3) &= -4\eta^3 / l [(\cosh(\eta) \sin(\eta) + \sinh(\eta) \cos(\eta)) / (\sinh(\eta)^2 - \sin(\eta)^2)]; \\ G(2,4) &= 4\eta^2 \sinh(\eta) \sin(\eta) / (\sinh(\eta)^2 - \sin(\eta)^2); \\ G(3,1) &= -G(2,1) \\ G(3,2) &= -4\eta^2 \sin(\eta)^2 / (\sinh(\eta)^2 - \sin(\eta)^2); \\ G(3,3) &= -G(2,3) \\ G(3,4) &= -G(2,4) \\ G(4,1) &= -4\eta^3 / l (\sinh(\eta)^2 + \sin(\eta)^2) / (\sinh(\eta)^2 - \sin(\eta)^2); \\ G(4,2) &= -4\eta^2 (\cosh(\eta) \sinh(\eta) - \cos(\eta) \sin(\eta)) / (\sinh(\eta)^2 - \sin(\eta)^2) \\ G(4,3) &= 8\eta^3 / l \sinh(\eta) \sin(\eta) / (\sinh(\eta)^2 - \sin(\eta)^2); \\ G(4,4) &= -4\eta^2 (\cosh(\eta) \sin(\eta) - \sinh(\eta) \cos(\eta)) / (\sinh(\eta)^2 - \sin(\eta)^2)\end{aligned}$$

con procedimento analogo, imponendo le condizioni meccaniche al contorno:

$$T_1=y'''(0)EI; M_1=-y''(0)EI; T_2=-y'''(1)EI; M_2=y''(1)EI$$

si perviene alla relazione, in forma compatta, fra le sollecitazioni nodali e le costanti C attraverso la matrice di correlazione R :

$$Q=RC$$

dove :

$$Q = \begin{bmatrix} T_1 \\ M_1 \\ T_2 \\ M_2 \end{bmatrix}$$

Infine da quest'ultima relazione, utilizzando l'espressione che lega i vettori delle costanti C e delle deformazioni s

$$C=Gs$$

si ottiene la relazione forze-spostamenti:

$$Q = RGs$$

Se si indica con A la matrice prodotto RG ($A=RG$) si può scrivere :

$$Q = A s$$

A rappresenta la matrice di rigidezza dell'elemento di trave considerata, la quale si presenta nella forma che segue:

$$A = \begin{bmatrix} \text{ND} & \text{NB} & \text{NB} & \text{NB} \\ \text{NB} & \text{NB} & \text{NB} & \text{NB} \\ \text{NB} & \text{NB} & \text{NB} & \text{NB} \\ \text{NB} & \text{NB} & \text{NB} & \text{NB} \end{bmatrix}$$

dove:

$$A(1,1)= 4\eta^3 / l^2 [(\cosh(\eta) \sinh(\eta)+ \cos(\eta) \sin(\eta))] / (\sinh(\eta)^2 - \sin(\eta)^2);$$

$$A(1,2)= 2\eta^2 / l (\sinh(\eta)^2 + \sin(\eta)^2) / (\sinh(\eta)^2 - \sin(\eta)^2);$$

$$A(1,3)= -4\eta^3 / l^2 [(\cosh(\eta) \sin(\eta)+ \sinh(\eta)\cos(\eta))] / (\sinh(\eta)^2 - \sin(\eta)^2);$$

$$A(1,4)= 4\eta^2 / l \sinh(\eta) \sin(\eta) / (\sinh(\eta)^2 - \sin(\eta)^2);$$

$$A(2,2)= 2\eta (\cosh(\eta)\sinh(\eta) - \cos(\eta)\sin(\eta)) / (\sinh(\eta)^2 - \sin(\eta)^2);$$

$$A(2,3)= -A(1,4);$$

$$A(2,4)= 2\eta (\cosh(\eta)\sin(\eta) - \sinh(\eta)\cos(\eta)) / (\sinh(\eta)^2 - \sin(\eta)^2);$$

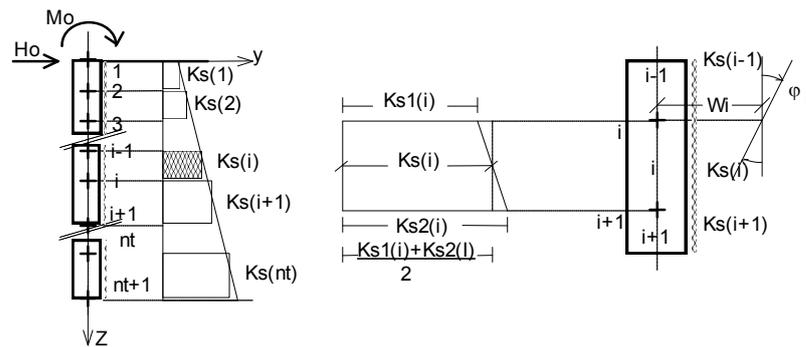
$$A(3,3)= A(1,1);$$

$$A(3,4)= -A(1,2);$$

$$A(4,4)=A(2,2)$$

13.5.1 Acquisizione del coefficiente di fondazione K_s

Per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione e di deformazione del singolo palo, si considera lo stesso, costituito da un numero "nt" di elementi delimitati dagli nt+1 indici, su un suolo elastico alla Winkler nel quale la costante di sottofondo K_s può essere uguale per tutti i tratti o variabile per ognuno di essi. Il valore di K_s relativo all'elemento i-esimo, nel caso di legge di variazione lineare (triangolare o trapezia), nell'elaborazione, si assume pari alla media fra i valori nel primo e nel secondo estremo.



13.5.2. Schema di calcolo

Il sistema di forze agenti è caratterizzato dalle sole azioni orizzontali e flettenti applicati al primo nodo, il quale può essere vincolato o meno alla rotazione. Fissando un sistema di riferimento globale, in accordo con il riferimento locale e una numerazione dei nodi crescente con l'asse delle z positive, può essere scritto il sistema di equazioni relativo all'intero organismo. Ciò si ottiene imponendo agli estremi dei vari tronchi, nello spirito del metodo delle deformazioni, l'equilibrio alla rotazione e alla traslazione delle forze interne ed esterne. In forma compatta si ha :

$$\mathbf{Q}^G = \mathbf{A}^G \mathbf{s}^G$$

dove :

\mathbf{A}^G rappresenta la matrice di rigidezza completa dell'intero elemento uniassiale (palo), \mathbf{Q}^G rappresenta il vettore delle azioni esterne e \mathbf{s}^G il vettore delle deformazioni di tutto il sistema. La matrice di rigidezza \mathbf{A}^G si ottiene dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza dei vari tratti, determinate considerando i relativi parametri geometrici ed elastici del manufatto e del terreno.

Nella fase di modellazione del meccanismo palo-terreno, è bene adottare specifici accorgimenti tali da non falsare i risultati conseguenti all'uso della metodologia testé riportata. Tali accorgimenti possono essere riassunti nei punti seguenti:

- la suddivisione del palo deve essere tale da contenere nel terzo superiore, che risulta essere la zona più sollecitata, una notevole concentrazione di elementi; allo scopo si consiglia, in corrispondenza di tale intervallo, la limitazione delle lunghezze dei tronchi che devono risultare mediamente uguali a $1/10 \sim 1/15$ della lunghezza H del palo;
- evitare l'accostamento di tratti molto corti con tratti lunghi;
- la disposizione dei nodi deve coincidere con i piani di variazione della stratigrafia e di eventuali anomalie presenti nel sottosuolo;
- valutare accuratamente l'entità e la legge di variazione del modulo di reazione K_s , con l'ausilio di prove di carico su pali sollecitati trasversalmente.

In definitiva, alla luce di quanto riportato ed evidenziato, il processo logico da seguire per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione e di deformazione lungo l'asse del palo può essere riassunto nel seguente schema:

1. assunzione dei parametri di base relativi al manufatto ed al terreno;
2. suddivisione dell'elemento monoassiale in un numero nt di elementi, seguendo le indicazioni riportate nelle pagine precedenti;
3. definizione, delle matrici di rigidezza relative ai vari tronchi in funzione dei parametri E, I, D, l e K_s ;
4. definizione del vettore dei carichi esterni (nel caso specifico è costituito da una forza orizzontale e di una azione flettente, applicate in corrispondenza

- del primo nodo a quota 0.);
- costruzione della matrice di rigidezza globale \mathbf{A}^G generata per sovrapposizione diretta, con l'ausilio delle singole matrici \mathbf{A} dei vari tratti, tenendo conto di eventuale vincolo alla rotazione sul nodo iniziale;
 - determinazione del vettore di deformazione $\underline{\mathbf{s}}^G$ facendo uso della relazione

$$\underline{\mathbf{s}}^G = [\mathbf{A}^G]^{-1} \mathbf{Q}^G$$
 - determinazione dei vettori $\underline{\mathbf{s}}$ dei vari elementi
 - calcolo delle costanti \mathbf{C} relative al singolo tronco con la relazione

$$\mathbf{C} = \mathbf{G} \underline{\mathbf{s}}$$
 - definizione delle funzioni che caratterizzano la linea elastica, le rotazioni, i momenti, il taglio e le pressioni sul terreno:

$$y(z) = \underline{\mathbf{L}}^T \mathbf{C}$$

$$\phi(z) = -\underline{\mathbf{L}}_z^T \mathbf{C}$$

$$M(z) = -EI \underline{\mathbf{L}}_{zz}^T \mathbf{C}$$

$$T(z) = -EI \underline{\mathbf{L}}_{zzz}^T \mathbf{C}$$

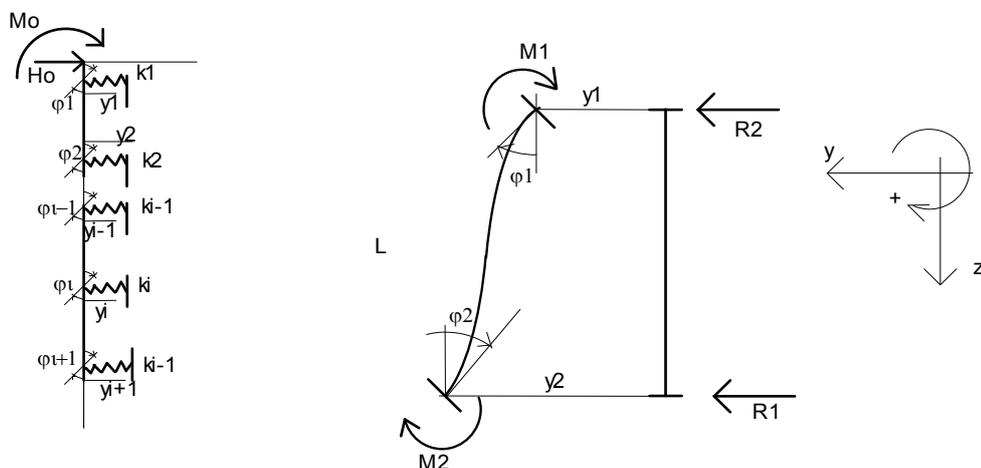
$$p(z) = Es \underline{\mathbf{L}}_z^T \mathbf{C}$$

13.6 Metodo agli elementi finiti su appoggi cedevoli

Tale schematizzazione, operata da Newmark, prevede che gli effetti dovuti al comportamento elastico del terreno, nel tronco considerato, vengono concentrati ai suoi estremi ed esplicitati attraverso le rigidezze K . La determinazione delle caratteristiche di sollecitazione, nelle varie sezioni del palo, in analogia alla trave continua su n appoggi cedevoli, si attua, con l'utilizzo del metodo delle deformazioni, impostando, su ogni nodo delimitante i vari tratti, due equazioni di equilibrio: alla rotazione ed alla traslazione.

La scrittura automatizzata del sistema delle n ($n = 2 \times$ appoggi) equazioni di equilibrio nelle altrettanti incognite x_i , presuppone la determinazione del legame sforzi-deformazioni all'estremità del generico elemento di lunghezza finita pari a L .

La validità dell'ipotesi di comportamento elastico lineare, considerando il tratto di trave (palo) incastrato all'estremità, soggetto a delle rotazioni orarie e a dei cedimenti verso sinistra, così come riportato in figura, consente la scrittura delle reazioni agli estremi nella forma che segue:



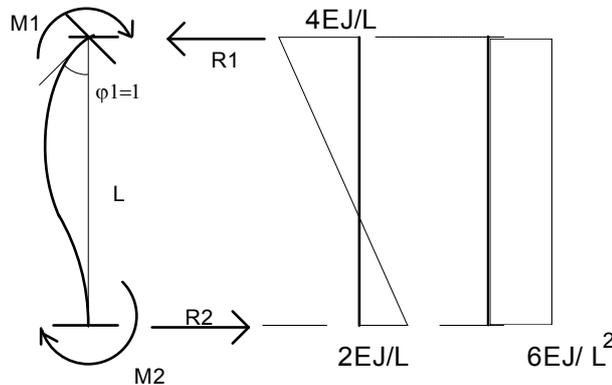
$$\begin{aligned} M_1 &= \mu_1 + a_{11} \varphi_1 + a_{12} y_1 + a_{13} \varphi_2 + a_{14} y_2 \\ R_1 &= \rho_1 + a_{21} \varphi_1 + a_{22} y_1 + a_{23} \varphi_2 + a_{24} y_2 \\ M_2 &= \mu_2 + a_{31} \varphi_1 + a_{32} y_1 + a_{33} \varphi_2 + a_{34} y_2 \\ R_2 &= \rho_2 + a_{41} \varphi_1 + a_{42} y_1 + a_{43} \varphi_2 + a_{44} y_2 \end{aligned}$$

dove μ_1, μ_2, ρ_1 e ρ_2 , rappresentano i momenti (μ) e le reazioni d'incastro perfetto (ρ) conseguenti al tipo di carico agente.

La determinazione dei vari termini a_{ij} si attua, colonna per colonna, imponendo agli estremi le quattro condizioni seguenti:

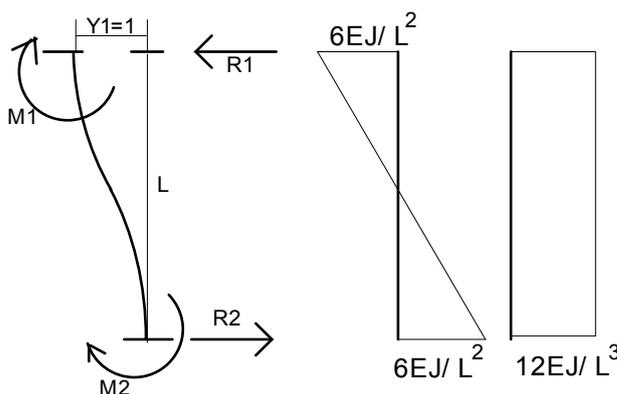
- 1) $\varphi_1=1$; $\varphi_2=y_1=y_2=\mu_1=\rho_1=\mu_2=\rho_2=0$,
- 2) $y_1=1$; $y_2=\varphi_1=\varphi_2=\mu_1=\rho_1=\mu_2=\rho_2=0$,
- 3) $\varphi_2=1$; $\varphi_1=y_1=y_2=\mu_1=\rho_1=\mu_2=\rho_2=0$,
- 4) $y_1=1$; $y_2=\varphi_1=\varphi_2=\mu_1=\rho_1=\mu_2=\rho_2=0$,

1^a condizione



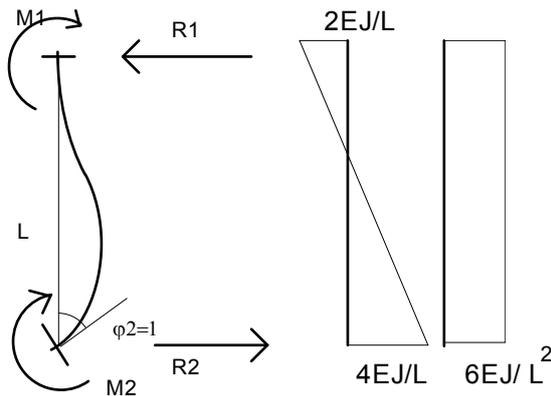
$$\begin{aligned} M_1 &= a_{11} \varphi_1 = a_{11} = 4EJ/L \\ R_1 &= a_{21} \varphi_1 = a_{21} = 6EJ/L^2 \\ M_2 &= a_{31} \varphi_1 = a_{31} = 2EJ/L \\ R_2 &= a_{41} \varphi_1 = a_{41} = -6EJ/L^2 \end{aligned}$$

2^a condizione



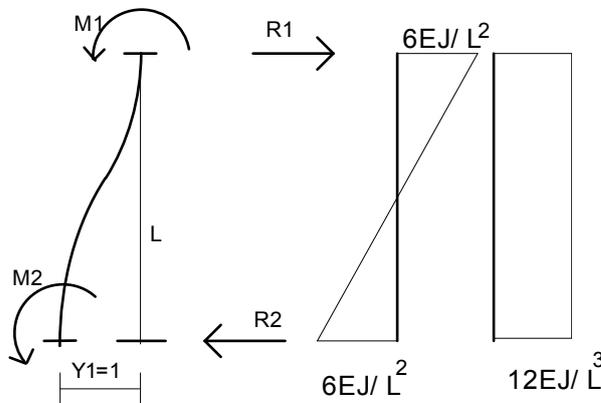
$$\begin{aligned} M_1 &= a_{21} y_1 = a_{21} = 6EJ/L^2 \\ R_1 &= a_{22} y_1 = a_{22} = 12EJ/L^3 \\ M_2 &= a_{32} y_1 = a_{32} = 6EJ/L^2 \\ R_2 &= a_{42} y_1 = a_{42} = -12EJ/L^2 \end{aligned}$$

3^a condizione



$$\begin{aligned} M1 &= a_{13} \quad \varphi_{21} = a_{13} = 2EJ/L \\ R1 &= a_{23} \quad \varphi_2 = a_{23} = 6EJ/L^2 \\ M2 &= a_{33} \quad \varphi_2 = a_{33} = 4EJ/L \\ R2 &= a_{43} \quad \varphi_2 = a_{43} = -6EJ/L^2 \end{aligned}$$

4^a condizione



$$\begin{aligned} M1 &= a_{41} \quad y_2 = a_{41} = -6EJ/L^2 \\ R1 &= a_{42} \quad y_2 = a_{42} = -12EJ/L^3 \\ M2 &= a_{43} \quad y_2 = a_{43} = -6EJ/L^2 \\ R2 &= a_{44} \quad y_2 = a_{44} = 12EJ/L^3 \end{aligned}$$

Conseguentemente la relazione sforzi-deformazione per il singolo tronco, in notazione matriciale, può scriversi:

$$\begin{bmatrix} M1 \\ R1 \\ M2 \\ R2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mu_1 \\ \rho_1 \\ \mu_2 \\ \rho_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 4EJ/L & 6EJ/L^2 & 2EJ/L & -6EJ/L^2 \\ & 12EJ/L^3 & 6EJ/L^2 & -12EJ/L^3 \\ \text{simmetrica} & & 4EJ/L & -6EJ/L^2 \\ & & & 12EJ/L^3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varphi_1 \\ y_1 \\ \varphi_2 \\ y_2 \end{bmatrix}$$

In presenza di sole forze esterne nodali, si ha:

$$Q = [A] s$$

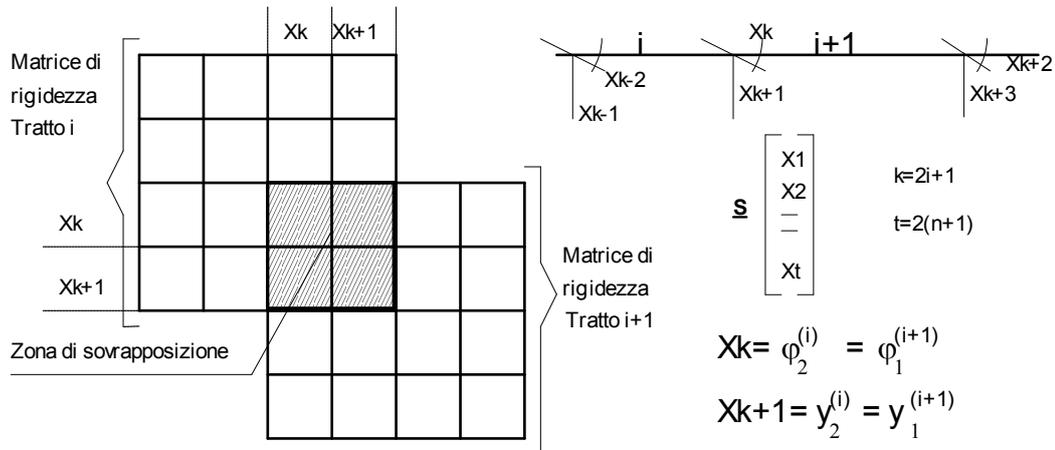
Relativamente all'organismo strutturale (palo), costituito dal numero n di tratti di lunghezza opportuna, con orientamento concorde al riferimento fissato, si ricava il sistema di equazione $(2(n+1) \times 2(n+1))$, imponendo l'equilibrio alla rotazione e alla traslazione sui singoli nodi delimitanti i vari tratti.

Tutto ciò, espresso in forma compatta, assume la forma:

$$Q^G = A^G s^G$$

E' facile rilevare che la generazione della matrice globale A^G , può ottenersi per sovrapposizione diretta delle matrici di rigidezza ricavate per i vari tronchi agli estremi dei quali si ha la coincidenza dei parametri di deformazione incogniti (s^G). Ciò nella considerazione che detti elementi sono disposti coassialmente, con indici crescenti da 1 a

2 (n+1).



13.6.1 Influenza dei vincoli cedevoli elasticamente

La valutazione del contributo offerto dai vincoli elastici, scaturisce dalla considerazione che il generico appoggio, delimitante i tratti contigui i ed $i+1$, reagisce con una reazione pari a:

$$R_i = K_i y_2^{(i)}$$

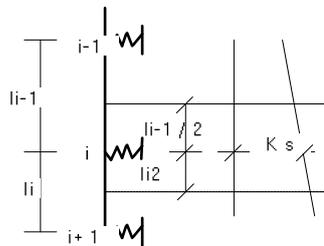
Se si esamina la $k+1$ equazione di equilibrio alla traslazione del sistema considerato, tenendo conto del contributo offerto dalla reazione R_i , data dall'espressione:

$$P_{esteno} = a_{41}^{(i)} \varphi_1^{(i)} + a_{42}^{(i)} y_1^{(i)} + (a_{43}^{(i)} + a_{21}^{(i+1)}) \varphi_1^{(i+1)} + (a_{44}^{(i)} + a_{22}^{(i+1)}) y_1^{(i+1)} + a_{23}^{(i+1)} \varphi_2^{(i+1)} + a_{24}^{(i+1)} y_2^{(i+1)} + K_i y_2^{(i)}$$

ricordando che $y_2^{(i)} = y_1^{(i+1)} = X_{k+1}$, si ottiene:

$$a_{41}^{(i)} \varphi_1^{(i)} + a_{42}^{(i)} y_1^{(i)} + (a_{43}^{(i)} + a_{21}^{(i+1)}) \varphi_1^{(i+1)} + (a_{44}^{(i)} + a_{22}^{(i+1)} + K_i) y_1^{(i+1)} + a_{23}^{(i+1)} \varphi_2^{(i+1)} + a_{24}^{(i+1)} y_2^{(i+1)} = P_{esteno} + \dots + (a_{44}^{(i)} + a_{22}^{(i+1)} + K_i) X_{k+1} \dots$$

Pertanto si deduce che, per tener conto dei cedimenti elastici dei vincoli, è sufficiente aggiornare la matrice di rigidezza globale della struttura, sommando, direttamente al generico elemento della diagonale principale $A^G(k+1, k+1)$, corrispondente al grado di libertà $X_{k+1} = y_1^{(i+1)}$, la rigidezza K_i del nodo cedevole elasticamente. Queste si ottengono: dal prodotto del modulo di reazione K_s alla quota considerata per l'area d'influenza in corrispondenza del nodo 'i'.



$$K_i = (l_i + l_{i-1}) / 2 * D * K_s$$

Per ottenere migliori risultati, in accordo con i risultati sperimentali, così come dimostrato Bowles(1974a), è opportuno raddoppiare la rigidità delle molle relativamente al nodo iniziale e finale.

$$K_1 = I_1 * D * K_{s(2)}$$
$$K_{n+1} = I_n * D * K_{s(n+1)}$$

14.0 CONCLUSIONI - SCELTE PROGETTUALI -

Facendo riferimento a quanto **riportato al cap. 12**, in merito alle verifiche da effettuare in aderenza alla NTC 2008 e alla circolare 617/2009 del Cons.Sup. LL.PP., si riportano di seguito necessarie considerazioni e ipotesi da porre a fondamento del calcolo di verifica delle palificate connesse alla realizzazione del **CAMPUS UNIVERSITARIO in territorio PIEVE EMANUELE (MI)**.

Le verifiche agli SLU nei riguardi dei carichi assiali deve essere effettuata, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II delle NTC, seguendo almeno uno dei due approcci evidenziati al cap. 12:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M1+R2)⁶

Oppure con **Approccio 2:**

- (A1+M1+R3)

Evidenziando che per ogni stato limite ultimo (SLU) deve essere verificato che risulti rispettata la condizione in cui le azioni di progetto **Ed** debbono risultare inferiori alle resistenze di progetto **Rd**

$$Ed \leq Rd$$

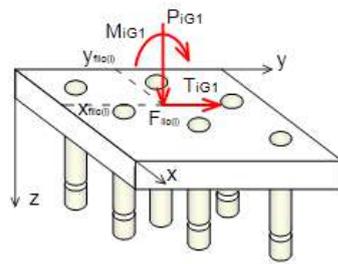
e che quindi è necessario determinare tali valori, nelle pagine che seguono, specificando altresì che si intende operare con **l'approccio 2**, si procede in aderenza al seguente schema di calcolo.

14.1 Definizione delle azioni di progetto Ed

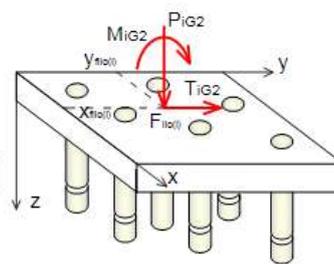
- 1) Si acquisiscono i dati relativi ai carichi agenti sulla palificata; in particolare le sollecitazioni trasmesse alla piastra di fondazione in corrispondenza dei fili fissi dei pilastri in elevazione. All'uopo è necessario considerarle separatamente in relazione ai carichi permanenti, ai permanenti non strutturali e ai variabili. Ciò consentirà, in aderenza alle NTC 2008 e successiva circolare 617/2009, e in riferimento alle tre dette tipologie di carico, di applicare i coefficienti **A(1)**, previsti per le verifiche di resistenza, a seconda se agiscono favorevolmente o sfavorevolmente nei riguardi della sicurezza.
- 2) E' opportuno, a tal fine, stabilire la seguente convenzione in cui vengono considerate sfavorevoli le azioni espresse in termini di forze e di momenti che risultano, in riferimento alle relative direzioni e assi vettori, con il verso positivo degli assi x, y e z. indicati nello schema seguente.

⁶ E' opportuno ricordare che, originariamente, nel testo delle NTC del 2008, per un mero refuso, è stata riportata la combinazione di gruppo A2+M2+R2, invece la combinazione che bisogna considerare, in aderenza a quanto previsto nella circolare 617/2009, è la seguente A2+M1+R2.

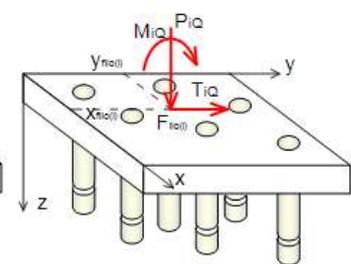
Sollecitazioni derivanti dai carichi permanenti



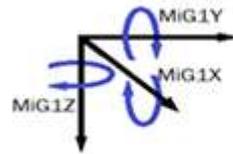
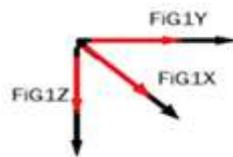
Sollecitazioni derivanti dai carichi permanenti non strutturali



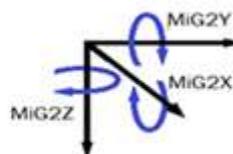
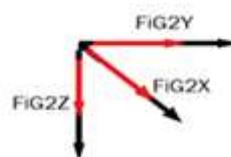
Sollecitazioni derivanti dai carichi variabili.



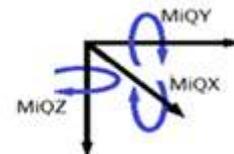
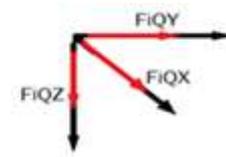
Azioni derivanti dai carichi permanenti (G1)



Azioni derivanti dai carichi permanenti non strutturali (G2)



Azioni derivanti dai carichi variabili (Q)

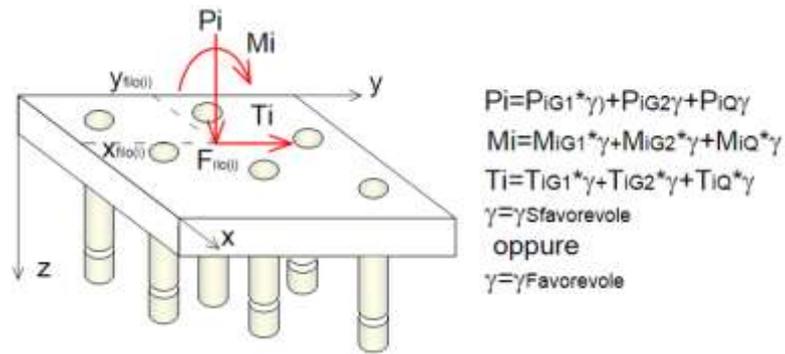


14.1.1 Sollecitazioni derivanti da carichi permanenti , permanenti non strutturali e variabili

- 3) Operando in questo modo, per l'approccio 2 è possibile acquisire, per ogni filo di applicazione, i seguenti valori.

Filo i	Azioni Permanenti			Permanenti non strutturali			Azioni Variabili		
	F_{iG1x}	F_{iG1y}	F_{iG1z}	F_{iG2x}	F_{iG2y}	F_{iG2z}	F_{iQx}	F_{iQy}	F_{iQz}
Forze									
Momenti	M_{iG1x}	M_{iG1y}	M_{iG1z}	M_{iG2x}	M_{iG2y}	M_{iG2z}	F_{iQx}	F_{iQy}	F_{iQz}

- 4) Raggruppando, opportunamente, le sollecitazioni anzidette, in riferimento alle loro rette di applicazione, singolarmente si possono mettere in relazione con i relativi coefficienti previsti dalle norme per l'approccio 2:



CARICHI	EFFETTO	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}=0.9$	$\gamma_{G1}=1.0$	$\gamma_{G1}=1.0$
	Sfavorevole	$\gamma_{G1}=1.1$	$\gamma_{G1}=1.3$	$\gamma_{G1}=1.0$
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}=0.0$	$\gamma_{G2}=0$	$\gamma_{G2}=0$
	Sfavorevole	$\gamma_{G2}=1.5$	$\gamma_{G2}=1.5$	$\gamma_{G2}=1.3$
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}=0.0$	$\gamma_{Qi}=0$	$\gamma_{Qi}=0$
	Sfavorevole	$\gamma_{Qi}=1.5$	$\gamma_{Qi}=1.5$	$\gamma_{Qi}=1.3$

e quindi determinare le azioni totali applicate ai vari fili:

Azione di direzione x									
Permanenti strutturali			Permanenti non strutturali			Variabili			
C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	
Filo	F_{iG1x}	γ_{G1Sfav} (1.3)	$F_{iG1x} \cdot \gamma$	F_{iG2x}	γ_{G2Sfav} (1.5)	$F_{iG2x} \cdot \gamma$	F_{iQx}	γ_{QSfav} (1.5)	$F_{iQx} \cdot \gamma$
		γ_{G1fav} (1.0)			γ_{G2fav} (0)			γ_{Qfav} (0)	
Azione Totale $T_x = F_{iG1x} \cdot \gamma + F_{iG2x} \cdot \gamma + F_{iQx} \cdot \gamma$									

Azione di direzione y									
Permanenti strutturali			Permanenti non strutturali			Variabili			
C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	
Filo	F_{iG1y}	γ_{G1Sfav} (1.3)	$F_{iG1y} \cdot \gamma$	F_{iG2y}	γ_{G2Sfav} (1.5)	$F_{iG2y} \cdot \gamma$	F_{iQy}	γ_{QSfav} (1.5)	$F_{iQy} \cdot \gamma$
		γ_{G1fav} (1.0)			γ_{G2fav} (0)			γ_{Qfav} (0)	
Azione Totale $T_y = F_{iG1y} \cdot \gamma + F_{iG2y} \cdot \gamma + F_{iQy} \cdot \gamma$									

Azione di direzione z									
Permanenti strutturali			Permanenti non			Variabili			

					strutturali					
Filo	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	
	F _{iG1z}	γ_{G1Sfav} (1.3)	F _{iG1z} * γ	F _{iG2z}	γ_{G2Sfav} (1.5)	F _{iG2z} * γ	F _{iQx}	γ_{QSfav} (1.5)	F _{iQz} * γ	
		γ_{G1fav} (1.0)								γ_{G2fav} (0)
Azione Totale Pz = F_{iG1z} * γ + F_{iG2z} * γ + F_{iQz} * γ										

Azione flettente asse vettore x									
Permanenti strutturali			Permanenti non strutturali			Variabili			
C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	
M _{iG1x}	γ_{G1Sfav} (1.3)	M _{iG1x} * γ	M _{iG} 2y	γ_{G2Sfav} (1.5)	M _{iG2x} * γ	M _{iQx}	γ_{QSfav} (1.5)	M _{iQx} * γ	
	γ_{G1fav} (1.0)								γ_{G2fav} (0)
Azione Totale: M_x = M_{iG1x} * γ + M_{iG2x} * γ + M_{iQx} * γ									

Azione flettente asse vettore y									
Permanenti strutturali			Permanenti non strutturali			Variabili			
C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	
M _{iG1y}	γ_{G1Sfav} (1.3)	M _{iG1y} * γ	M _{iG} 2y	γ_{G2Sfav} (1.5)	M _{iG2y} * γ	M _{iQy}	γ_{QSfav} (1.5)	M _{iQy} * γ	
	γ_{G1fav} (1.0)								γ_{G2fav} (0)
Azione Totale: M_y = M_{iG1y} * γ + M_{iG2y} * γ + M_{iQy} * γ									

Azione flettente asse vettore Z									
Permanenti strutturali			Permanenti non strutturali			Variabili			
C1	2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	
M _{iG1z}	γ_{G1Sfav} (1.3)	M _{iG1z} * γ	M _{iG} 2y	γ_{G2Sfav} (1.5)	M _{iG2z} * γ	M _{iQz}	γ_{QSfav} (1.5)	M _{iQz} * γ	
	γ_{G1fav} (1.0)								γ_{G2fav} (0)
Azione Totale: M_z = M_{iG1z} * γ + M_{iG2z} * γ + M_{iQz} * γ									

14.1.2 Distribuzione delle sollecitazioni esterne sulla palificata

- 5) Dopo avere impostato la geometria della palificata, con l'acquisizione delle coordinate dei vari pali, si opera la distribuzione delle azioni trasversali sui detti

elementi. Operando, in aderenza agli algoritmi illustrati al capitolo 6, per il caso in esame, in cui si hanno pali geometricamente uguali, a contatto con uno stesso tipo di sedimento omogeneo elasticamente, si determinano, le coordinate del centro di torsione:

$$x_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^{N_p} x_i}{N_p} ; y_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^{N_p} y_i}{N_p}$$

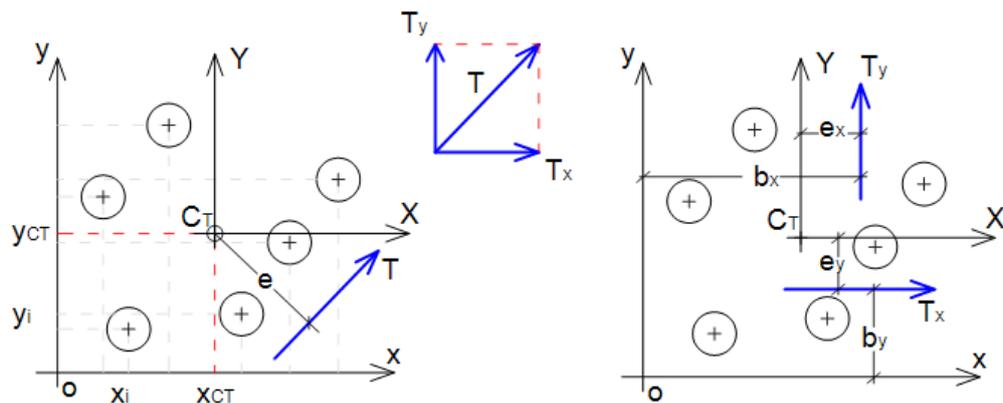
6) Da queste, si ricavano le relazioni necessari alla determinazione delle **azioni orizzontali alla testa del singolo palo**, che per il caso in esame, in cui i pali hanno rigidezza k_{oi} costante, con il significato dei simboli

N_p	numero dei pali,
x_i, y_i	coordinate cartesiane
k_{oi}	rigidezza di testa delle azioni orizzontali
e_x, e_x	distanza del punto di applicazione della forza orizzontale T dal centro di torsione C_T ;
X_i, Y_i	coordinate del palo i -esimo rispetto al sistema C_TXY con origine nel centro di torsione
T_x, T_y	rispettivamente le componenti del tagliante T nelle direzioni X e Y

si calcolano nel modo seguente:

$$H_{xi} = \frac{T_y e_x Y_i}{\sum_{i=1}^{N_p} (X_i^2 + Y_i^2)} ;$$

$$H_{yi} = \frac{T_y}{N_p} - \frac{T_y e_x X_i}{\sum_{i=1}^{N_p} (X_i^2 + Y_i^2)}$$



7) Con similare procedimento, in aderenza agli algoritmi esposti al capito 7 e in riferimento alle caratteristiche del sito⁷ in esame si determinano:

⁷ Essendo la stratigrafia uniforme, K_{vi} si può considerare costante per tutti i pali e quindi il baricentro delle rigidezze coincide con quello geometrico

- il baricentro delle rigidezze per G^8

$$x_g = \frac{\sum_{i=1}^{N_p} x_i}{N_p}; y_g = \frac{\sum_{i=1}^{N_p} y_i}{N_p}$$

- il punto⁹ R di coordinate x_r e y_r

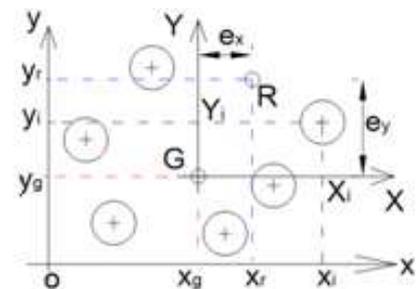
$$x_r = \frac{\sum_{j=1}^{Fili} M_{xj} + P_j x_j}{\sum_{j=1}^{Fili} P_j}; y_r = \frac{\sum_{j=1}^{Fili} M_{yj} + P_j y_j}{\sum_{j=1}^{Fili} P_j}$$

ove i valori M_{xj} e M_{yj} rappresentano i momenti esterni applicati al generico filo (x_j, y_j) con assi vettori diretti rispettivamente lungo y e x ;

- le eccentricità e_x ed e_y rispetto agli assi GXY

$$e_x = x_r - x_g$$

$$e_y = y_r - y_g$$



- i momenti totali nelle due direzioni

$$M_{xt} = e_x \sum_{j=1}^{Fili} P_j; M_{yt} = e_y \sum_{j=1}^{Fili} P_j$$

- lo sforzo agente sul singolo elemento è dato dalla seguente relazione:

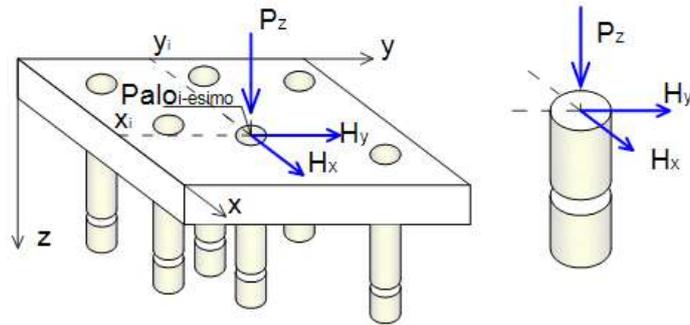
$$S_i = \frac{P_z}{N_p} + M_{yt} \frac{(I_y Y_i - I_{xy} X_i)}{(I_x I_y - I_{xy}^2)} + M_{xt} \frac{(I_x X_i - I_{xy} Y_i)}{(I_x I_y - I_{xy}^2)}$$

essendo:

$$P_z = \sum P_j; I_x = \sum_{i=1}^{N_p} X_i^2; I_y = \sum_{i=1}^{N_p} Y_i^2; I_{xy} = \sum_{i=1}^{N_p} X_i Y_i$$

⁸ Il baricentro delle rigidezze è inteso come quel punto in cui la risultante delle forze verticali, ivi applicata, produce solamente spostamenti nella direzione della sua retta d'azione;

⁹ Il punto R è concepito come quel punto relativamente al quale si ha l'equivalenza (l'equilibrio) fra le sollecitazioni agenti (forze e momenti) con la risultante delle forze verticali $P_z = \sum P_j$ applicata in detto punto.



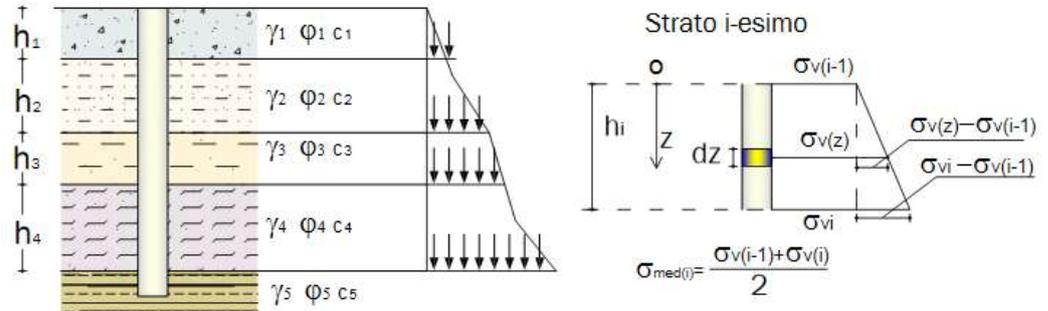
14.1.3 Scelte progettuali -teorie di calcolo per la valutazione della portanza in relazione ai litotipi rilevati nel sub strato

8) Dopo avere determinato le sollecitazioni nei vari pali, per quello più sollecitato si procede ad effettuare la verifica della capacità portante. E' necessario scegliere le teorie di calcolo che meglio aderiscono al comportamento dei sedimenti rilevati e caratterizzati meccanicamente. Facendo riferimento a quanto espresso al capitolo 8, si operano le scelte di seguito riportate.

- La modellazione geologica ha permesso di rilevare ammassi terrosi in cui risulta prevalente, specialmente nei primi 10 mt di profondità, la percentuale di materiali aventi struttura a grana grossa (sabbie ghiaie e limi argillosi). Pertanto è opportuno operare con gli algoritmi esposti al paragrafo 8.1 e consigliati dalla letteratura per terreni incoerenti.
- La stratigrafia, messa in luce dai due (2) sondaggi a carotaggio continuo, ha consentito di appurare che non è possibile, ai fini della portanza fare affidamento ad uno strato consistente a cui trasferire (in maggiore percentuale) il carico agente sui singoli pali. Quindi, facendo riferimento al paragrafo 8.1.1 è consigliabile opera con gli algoritmi esposti come **“Caso 2) Assenza di strato consistente”**. Questi, per la determinazione della portata alla base, fanno riferimento alla teoria di Berezantzev che tiene conto dell'effettivo andamento della tensione verticale (σ'_v), che, a causa dell'effetto arco, aumenta meno che linearmente con la profondità. Tale incidenza, sfavorevole ai fini della valutazione della resistenza unitaria q_u , viene computata attraverso un fattore riduttivo v , **della pressione geostatica (efficace) $q' = \gamma H$** . Essendo il sedime costituito da una sequenza di strati di terreni incoerenti, per la determinazione delle due aliquote di portanza, esplicitate alla base e lungo il fusto per attrito laterale, si deve fare riferimento, anche, al **capitolo 9 -terreni stratificati dotati di attrito e coesione-** nel cui ambito, con il significato dei simboli evidenziati in figura, sono esposte le seguenti relazioni.

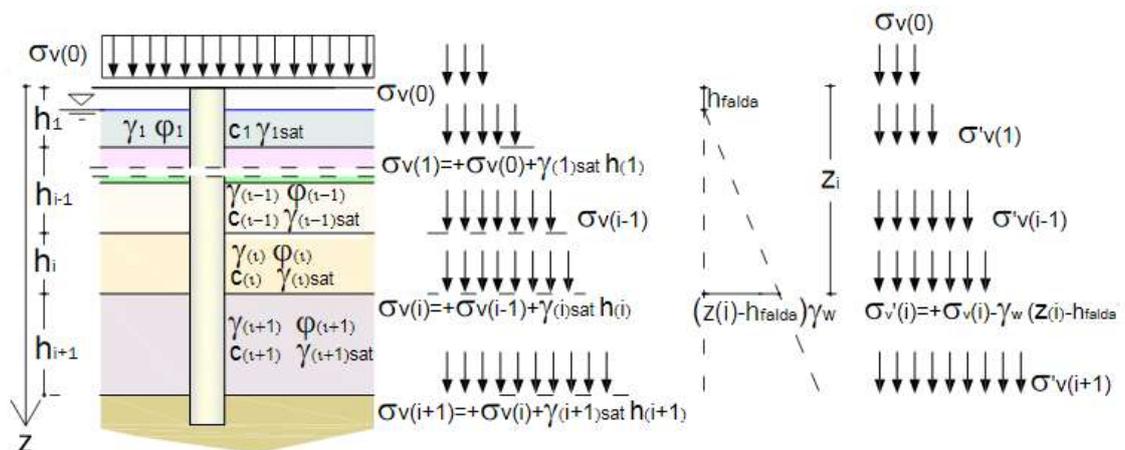
$$P_B = \frac{\pi D^2}{4} \left(v \sum_{i=1}^{n_{\text{strati}}} \gamma_i h_i + c'_B N_C \right)$$

$$P_L = D\pi \left(\sum_{i=1}^{nstrati} K_i h_i \sigma_{med(i)} \tan \delta_i + \sum_{i=1}^{nstrati} c_i h_i \right)$$



14.1.4 Terreni stratificati Influenza della falda acquifera

Nell'ambito della definizione delle tensioni efficaci alle varie quote (σ'_v) bisogna tener conto della falda idrica che, così come riportato nel capitolo relativo alla modellazione geotecnica, è stata rilevata a quota - 1.50 mt.

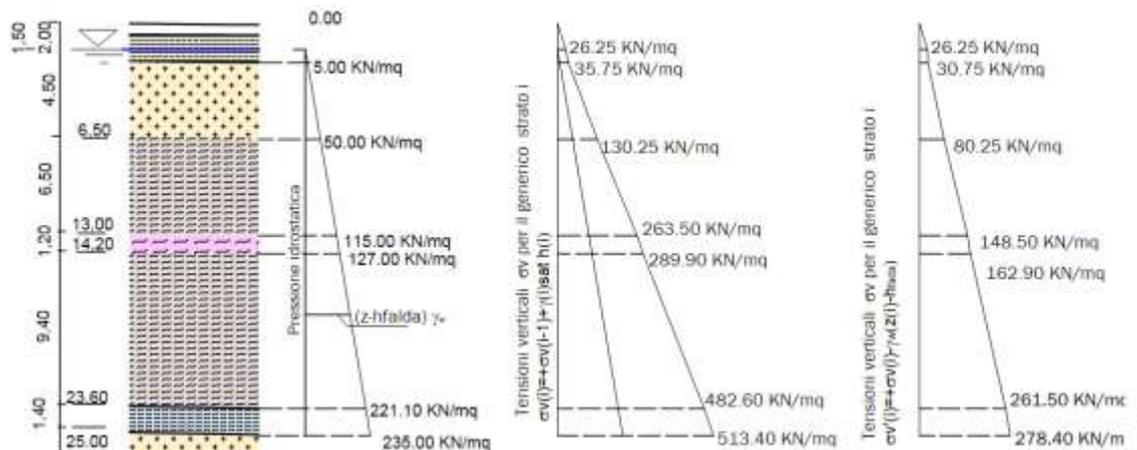


E' necessario pertanto, per il calcolo della $\sigma_{med(i)}$, con il procedimento esposto al paragrafo 9.2, determinare l'andamento delle **Tensioni verticali**, e di quelle **efficaci** in corrispondenza dei vari piani di separazione degli strati che compongono l'ammasso. Fra questi è compreso, anche, quello che individua la falda acquifera. Ciò consente di calcolare la $\sigma_{med(i)}$ necessaria nel calcolo della portata laterale riportata nelle pagine precedenti.

$$\sigma_m(i) = \frac{\sigma_v(i-1) + \sigma_v(i)}{2}$$

Nel caso in esame, seguendo lo schema di calcolo anzidetto, per la stratigrafia rilevata nel sito di intervento, si possono determinare i valori delle tensioni verticali efficaci:

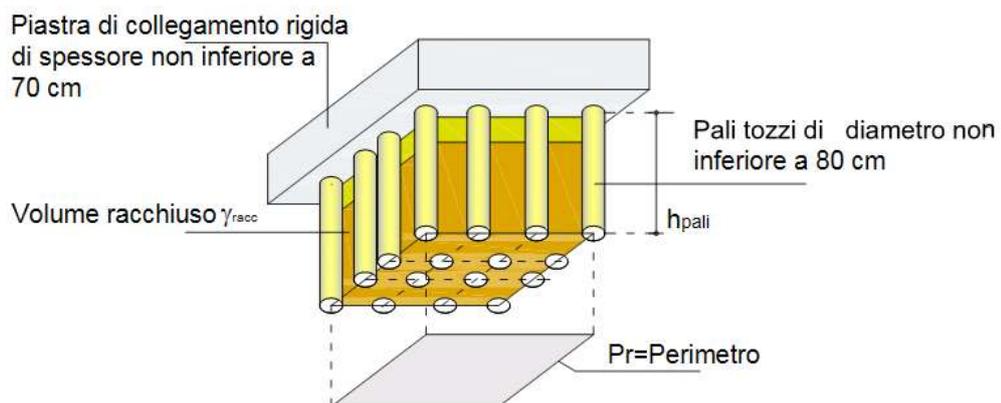
Calcolo tensioni verticali efficaci								
	Peso di volume γ	Peso di volume saturo γ_{sa}	Tensioni verticali a quota i-1 $\sigma_v(i-1)$	h_i	$\gamma * h_i$ oppure $\gamma_{sa} * h_i$	$\sigma_v(i) = \sigma_v(i-1) + \gamma_{sa} * h_i$	Quota falda q_{fi} $h_i - h_{falda}$	$\sigma_v'(i) = \sigma_v(i) - \gamma_w * q_{fi}$
	[KN/mc]	[KN/mc]	[KN/mc]	[m]	[KN/mq]	[KN/mq]	[m]	[KN/mq]
Strato 1 - spessore 1,50 mt								
Limo argilloso sabbioso di colore nocciola e venature grigie, ad addensamento medio (strato sopra falda bisogna considerare ai fini della determinazione delle tensioni verticali il peso di volume apparente)								
	17,5	19	0	1,5	26,25	26,25	0	26,25
Strato 1bis - spessore variabile da quota 1,50 a quota -2,00 mt								
Limo argilloso sabbioso di colore nocciola e venature grigie, ad addensamento medio (strato sotto falda bisogna considerare ai fini della determinazione delle tensioni verticali il peso di volume saturo γ)								
	17,50	19,00	26,25	0,50	9,50	35,75	0,50	30,75
Strato 2 - spessore 4,50 m								
sabbia e ghiaie con debole frazione limosa, di colore prevalentemente marrone chiaro - incoerenti (strato sotto falda bisogna considerare ai fini della determinazione delle tensioni verticali il peso di volume saturo γ)								
	20,00	21,00	35,75	4,50	94,50	130,25	5,00	80,25
Strato 3 - spessore 6,50								
Alternanza di limo sabbioso debolmente argilloso; sabbie limose; limo sabbioso (sabbie talora grossolane), con intercalazioni di livelli argillosi plastici di spessore ridotto (strato sotto falda bisogna considerare ai fini della determinazione delle tensioni verticali il peso di volume saturo γ)								
	19,50	20,50	130,25	6,50	133,25	263,50	11,50	148,50
Strato 4 - spessore 1,20 m								
Argilla grigia a buona consistenza, ad andamento lentiforme.								
	21,00	22,00	263,50	1,20	26,40	289,90	12,70	162,90
Strato 5 - spessore 9,40 m								
Alternanza di limo sabbioso debolmente argilloso; sabbie limose; limo sabbioso (sabbie talora grossolane), con intercalazioni di livelli sottili argillosi plastici; colore grigio scuro. Incoerenti e coesivi (strato sotto falda bisogna considerare ai fini della determinazione delle tensioni verticali il peso di volume saturo γ)								
	19,50	20,50	289,90	9,40	192,70	482,60	22,10	261,60
Strato 6 - spessore 1,40 m								
Argilla grigia a buona consistenza, ad andamento lentiforme. Coesivo (strato sotto falda bisogna considerare ai fini della determinazione delle tensioni verticali il peso di volume saturo γ)								
	21,00	22,00	482,60	1,40	30,80	513,40	23,50	278,40



14.1.5 Efficienza palificata

9) Lo studio geologico, come già evidenziato, ha consentito di accertare la presenza, in superficie (nei primi 8.00-9.00 mt) di una strato di buone caratteristiche geotecniche: sabbie e ghiaie con debole frazione limosa. Si ritiene, pertanto, di **dover adottare una fondazione indiretta costituita da una palificata rigida formata da elementi tozzi di grosso diametro posti a interasse non elevato da attestare in questi primi strati.**

Nella sostanza si vuole realizzare un blocco di fondazione - costituito da una piastra di collegamento, di elevata rigidezza, (commensurabile con quelle dei pali da porre in opera,) dagli stessi pali e dal terreno racchiuso in detti elementi in cemento armato che uniformemente si attesta negli strati sottostanti. Si ottiene un meccanismo di resistenza simile a quello di una fondazione diretta di spessore pari alla lunghezza dei pali e un'impronta A_r delimitata dal perimetro P_r misurato lungo i centri dei pali esterni;



Come già esposto al **capitolo 10 (efficienza dei pali in gruppo)** con la simbologia in detto ambito utilizzata, la capacità portante, costituita dalle due aliquote (portata alla base e laterale) del blocco di fondazione descritto (palificata) si calcolano con le seguenti espressioni:

la portata alla base

$$P_{Bpal} = A_r \left(N_q S_q d_q \sum_{i=1}^{nstrati} \gamma_i h_i + c'_B N_c \right)$$

e
la portata laterale

$$P_{Lpal} = P_r \left(\sum_{i=1}^{nstrati} K_i h_i \tan \delta_i \sigma_{med(i)} + \sum_{i=1}^{nstrati} c'_i h_i \right)$$

La capacità portante ultima si ricava sommando i due suddetti contributi

$$P_{aPal} = P_{Bpal} + P_{Lpal}$$

Con le grandezze sopra espresse si determina l'**efficienza della palificata** data dal rapporto della capacità portante ultima (P_{aPal}), fratto la somma delle singole capacità portanti dei vari pali. :

$$E = \frac{P_{aPal}}{N_{Pal} P_{al}}$$

10) Le particolari condizioni stratigrafiche del sito escludono il verificarsi di **fenomeni di attrito negativo** in quanto gli elementi della palificata non possono essere sollecitati dal terreno circostante. Il terreno superficiale infatti, con caratteristiche meccaniche superiori a quelle dei terreni sottostanti non può subire spostamenti indipendenti verso il basso tali da poter, con azione di trascinamento, trasferire incrementi di carico ai pali. In questo caso è tutto il sistema di fondazione (piastra, pali e terreno racchiuso fra tali elementi) che tende a spostarsi verso il basso e il terreno circostante, per attrito laterale, di contro tende ad impedire tale movimento

14.1.6 Caratteristiche di sollecitazione acquisizione della rigidezza elastica K

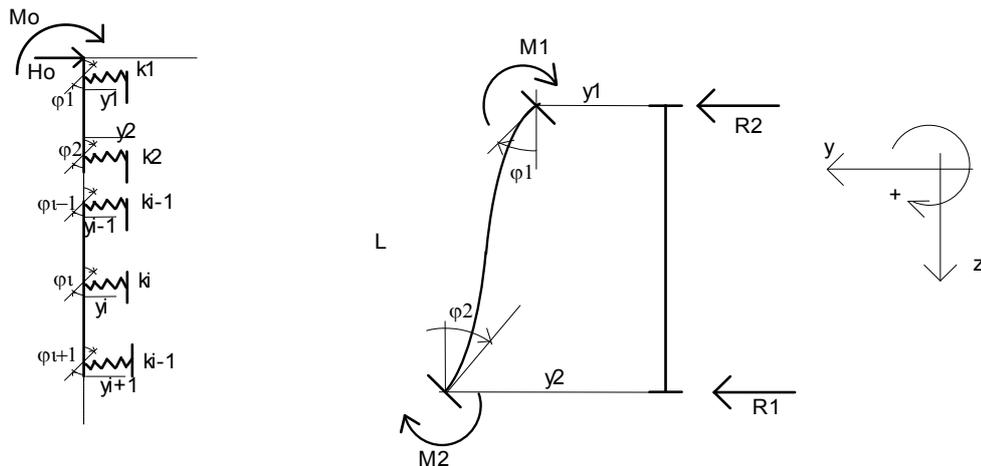
11) Per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione lungo l'asse del palo più caricato e l'individuazione dei massimi valori da utilizzare nella verifica a pressoflessione e taglio, fra le teorie esposte al capitolo 13, viene scelta quella basata sulla metodologia di trave elastica **su appoggi cedevoli**.

Si intende, in sostanza, utilizzare la schematizzazione, operata da Newmark, in cui è previsto che gli effetti dovuti al comportamento elastico del terreno, nel tronco considerato, vengono concentrati ai suoi estremi ed esplicitati attraverso le rigidezze K. La determinazione delle caratteristiche di sollecitazione, nelle varie sezioni del palo, in analogia alla trave continua su n appoggi cedevoli, si attua con l'utilizzo del metodo delle deformazioni, impostando in corrispondenza di ogni nodo delimitante i vari elementi due equazioni di equilibrio: alla rotazione e alla traslazione.

In questa teoria è necessario che l'elemento monodimensionale (palo) venga suddiviso in un numero finito di elementi sufficientemente grande avente ordine di grandezza di 30-40 elementi.

Dopo aver determinato per ogni singolo tratto, in riferimento allo schema statico rappresentato in figura, le varie matrici di rigidezza di vari elementi

$$Q = [A] s$$



Relativamente all'organismo strutturale (palo), costituito, globalmente, da un numero "n" di tratti di lunghezza opportuna, con orientamento concorde al riferimento fissato, imponendo l'equilibrio alla rotazione e alla traslazione sui singoli nodi delimitanti detti tratti, si ricava il seguente sistema di $2(n+1) \times 2(n+1)$ equazioni.

$$Q^G = A^G \underline{s}^G$$

La matrice globale A^G che definisce questo sistema può ottenersi per sovrapposizione diretta delle matrici di rigidità ricavate per i vari tronchi agli estremi dei quali si ha la coincidenza dei parametri di deformazione incogniti (\underline{s}^G). Ciò nella considerazione che detti elementi sono disposti coassialmente, con indici crescenti da 1 a $2(n+1)$.

Come già evidenziato al **paragrafo 13.6**, riveste importanza fondamentale la valutazione della rigidità K_i da considerare come cedevolezza elastica dell'elemento. Queste si ottengono dal prodotto del modulo di reazione K_s alla quota considerata per l'area d'influenza in corrispondenza del nodo 'i'.

Per la valutazione di questo parametro, si fa riferimento al **paragrafo 13.20**. In particolare si fa riferimento a quanto fornito dalla letteratura che, per la natura dei terreni granulari rilevati (sabbiosi e ghiaiosi) nel substrato della zona d'interveto, fornisce le seguenti relazioni in cui il valore di K_s (necessario a definire K_i) varia con la profondità con legge triangolare del seguente tipo:

$$K_s = (n_h z) / D$$

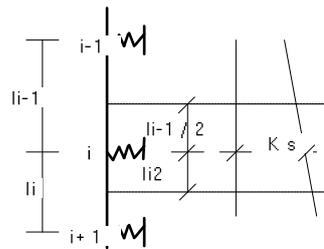
$$E_s = n_h z$$

Per il litotipo in esame, che costituisce lo strato 2 in cui verrà attestata la palificata in progetto, in riferimento alla sua natura (sabbiosa e ghiaiosa) con elevata densità relativa (dell'ordine di 60-70%) dalla tabella seguente, può assumersi il valore $n_h=0.50$

Valori di n_h			
Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Sabbia non satura dN/cmc	0.25	0.75	2

Sabbia satura	dN/cmc	0.15	0.50	1.02
---------------	--------	------	------	------

Questo valore, che definisce la legge di variazione di K_s (di tipo lineare), consente di riferire (concentrare) la proprietà elastica del terreno, a contatto con il palo, nei nodi estremi che delimitano il tratto considerato. Allo scopo, in aderenza allo schema seguente, facendo riferimento all'influenza esercitata sui tratti contigui al generico nodo "i", si determina il valore di K_i :



$$K_i = (l_i + l_{i-1}) / 2 * D * K_s$$

Per ottenere migliori risultati, in accordo con quanto ottenuto sperimentalmente da Bowles(1974a), è opportuno raddoppiare la rigidità delle molle in corrispondenza del nodo iniziale e di quello finale.

$$K_1 = l_1 * D * K_{s(2)}$$

$$K_{n+1} = l_n * D * K_{s(n+1)}$$

14.2. Definizione delle resistenze di progetto R_d e verifica della capacità portante

Come già esposto al paragrafo 12.1.6 Il valore della resistenza di progetto R_d si determina dal valore **caratteristico** R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II. delle NTC .

$$R_d = \frac{R_{CK}}{\gamma_R}$$

in funzione delle due verticali di indagine: una per ogni palificata delle torri A e B, si acquisiscono i coefficienti ζ_3 e ζ_4

$$R_{ck} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3} ; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

In riferimento l'approccio 2, scelto per le verifiche da effettuare in quest'ambito, e in relazione al numero di verticali indagate (una per ogni torre) per le due aliquote di portanza esplicitate alla base P_B e lateralmente P_L , si acquisiscono dalla tabella seguente valori di ζ pari a 1.7

Numero verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ζ_3	1.7	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ζ_4	1.7	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

$$\xi_{3;4} = 1.7$$

$$R_{CK\ base} = \frac{P_B}{\xi_{3;4}} = \frac{P_B}{1.7} ; R_{CK\ laterale} = \frac{P_L}{1.7}$$

Da questi valori si calcola **Rd** utilizzando coefficienti parziali previsti dalle norme per i pali trivellati in riferimento alle tabelle (6.4 II)

Resistenza	Pali infissi			Pali Trivellati			Pali elica cont.		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.70	1.35	1.0	1.60	1.30
Laterale in compr. γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale	1.0	1.45	1.10	1.0	1.60	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale in Trazione. γ_{tr}	1.0	1.60	1.25	1.0	1.60	1.25	1.0	1.60	1.25

$$R_d = \frac{R_{CK\ base}}{\gamma_b} + \frac{R_{CK\ laterale}}{\gamma_s} = \frac{R_{CK\ base}}{1.35} + \frac{R_{CK\ laterale}}{1.15}$$

Sulla base delle considerazioni espresse, con specifico programma di calcolo, basato sugli algoritmi esposti nella presente relazione geotecnica. Sono stati elaborati i calcoli, che alla presente si allegano, per le palificate da utilizzare come fondazione delle due torri previsti nel progetto in epigrafe. Di seguito si riportano sinteticamente le relative risultanze:

Torre A

- Numero di pali previsti 77
- Diametro pali D 80 cm
- Lunghezza calcolata 4.00 mt
- Lunghezza da realizzare 6.00 mt,

La scelta del numero di pali e del relativo diametro, scaturita da diverse elaborazioni ha consentito di determinare una lunghezza che permette di attestare la palificata nel secondo strato consistente costituito da sabbie e Ghiaie -orizzonte B-.

- Le massime sollecitazioni che hanno interessato la palificata risultano:

Carico assiale (Ed)

1129,10 KN

Momento 90.50 KNm

Taglio 37.31 KN

- Capacità portante Rd (ridotta con l'utilizzo dei coefficienti ζ e γ)

Alla base Pb 1259.40 KN

Laterale PL 60.50 KN

Peso singolo Palo - 50.30 KN

Rd= 1269.70 KN

Ed < Rd

Torre B

- Numero di pali previsti 84
- Diametro pali D 80 cm
- Lunghezza calcolata 5.00 mt
- Lunghezza da realizzare 6.00 mt,

La scelta del numero di pali e del relativo diametro, scaturita da diverse elaborazioni ha consentito di determinare una lunghezza che permette di attestare la palificata nel secondo strato consistente costituito da sabbie e Ghiaie -orizzonte B-.

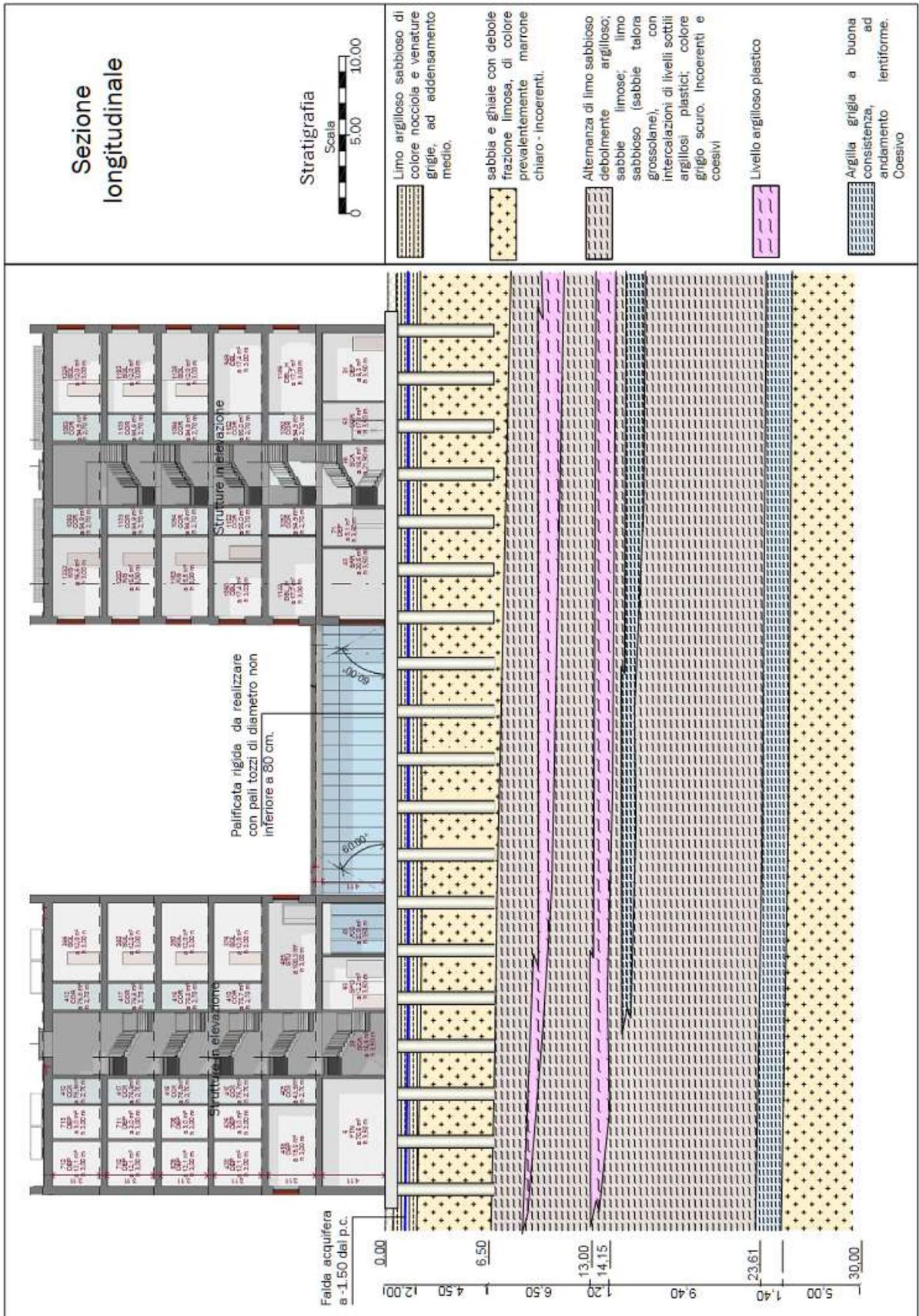
- Le massime sollecitazioni che hanno interessato la palificata risultano:

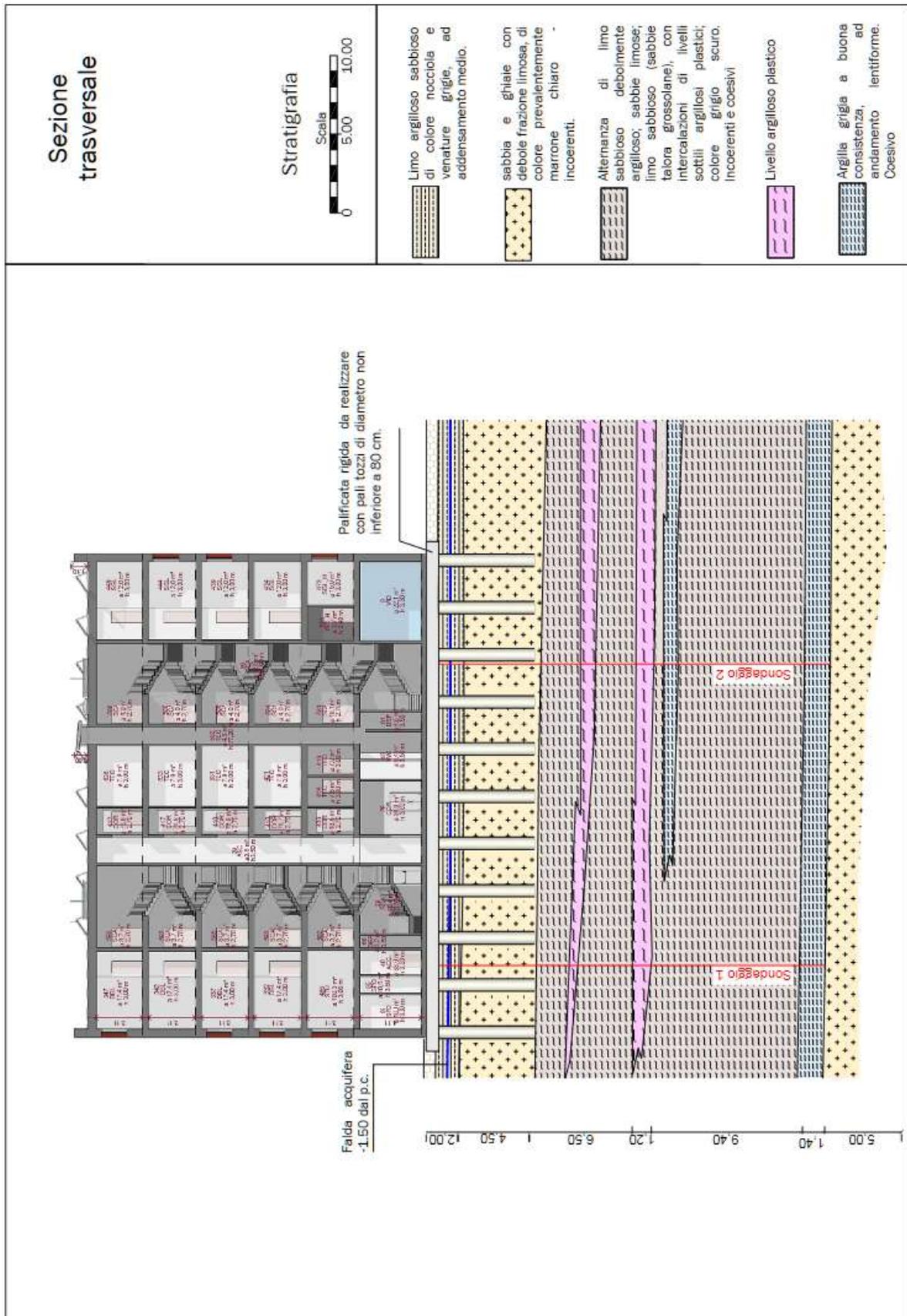
Carico assiale (Ed)	1231.40	KN
Momento	29.10	KNm
Taglio	11.64	KN

- Capacità portante Rd (ridotta con l'utilizzo dei coefficienti ζ e γ)

Alla base Pb	1522.20	KN
Laterale PL	52.50	KN
Peso singolo Palo	<u>62.80</u>	KN
Rd=	1511.70	KN

Ed<Rd





15.0 CEDIMENTI E ROTAZIONI DELLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

15.1 Cedimento del palo singolo

Per quanto attiene il calcolo del cedimento verticale del palo di fondazione viene impiegata la formulazione di Poulos e Davis(10) ottenuta da un'analisi basata sulle equazioni di Mindlin nelle ipotesi di palo infisso in un terreno omogeneo ed isotropo, perfettamente elastico, con modulo di Young E_s e coefficiente di Poisson ν_s costanti.

Secondo specifiche relazioni valide nell'ipotesi cautelativa di "palo sospeso", il cedimento della testa del palo ρ_{vmax} può essere calcolato con la formula:

$$\rho_{vmax} = \frac{Q_{pmax} \times I}{E_s \times d} = \frac{Q_{pmax} \times (I_o \times R_k \times R_h \times R_v)}{E_s \times d}$$

dove:

Q_{pmax} è il carico verticale applicato sul palo;

I è il fattore di influenza;

I_o è un fattore che dipende dal rapporto L_o/d dove L_o e d indicano, rispettivamente, la lunghezza del palo ed il suo diametro; rappresenta il coefficiente d'influenza del cedimento per palo incompressibile in una massa semifinita e per $\nu = 0,5$;

R_k è un fattore che dipende da $K = R_A \times E_p/E_s$ dove E_p ed E_s indicano rispettivamente il modulo di elasticità del palo e del terreno ed R_A , per pali di sezione costante, è pari ad 1; rappresenta il fattore di correzione per compressibilità del palo;

R_h è un fattore che dipende da h/L_o dove h indica lo spessore dello strato di terreno comprimibile; rappresenta il fattore di correzione per profondità dello strato finita su una base rigida;

R_v è un fattore che dipende dal modulo di Poisson ν del terreno; rappresenta il fattore di correzione di tale coefficiente di Poisson.

I valori dei fattori di cui sopra sono riportati nei diagrammi appresso riportati in funzione delle grandezze seguenti :

L_o/d

$K = R_A E_p / E_s$

d_b/d

$\nu = 0,2$ (modulo di Poisson del terreno)

con

d_b = diametro alla punta del palo

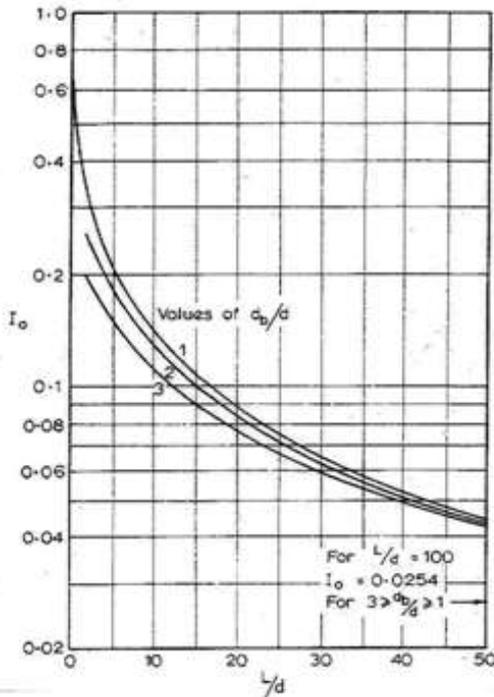
d = diametro in sommità palo

$R_A = 1$ (per pali a sezione costante)

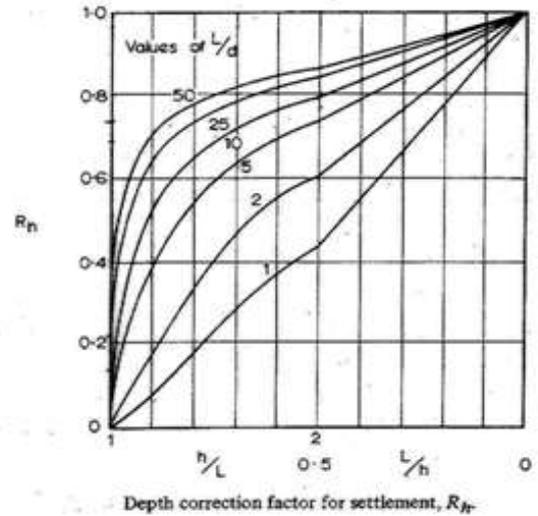
E_p = modulo elastico palo

E_s = modulo elastico terreni

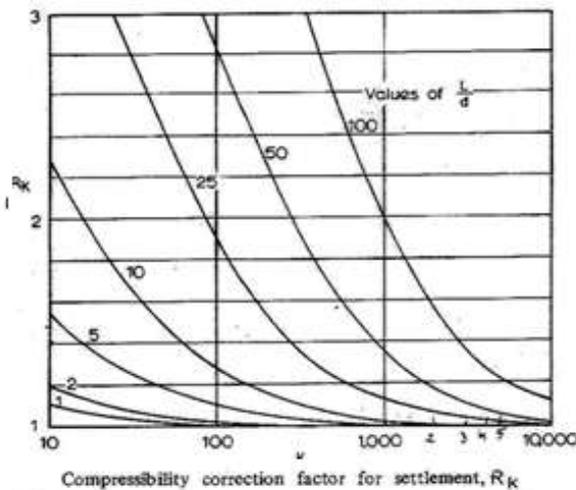
⁽¹⁰⁾ POULOS H.G., DAVIS, E.H. (1980): "Pile foundation analysis and design". New York, John Wiley & Sons



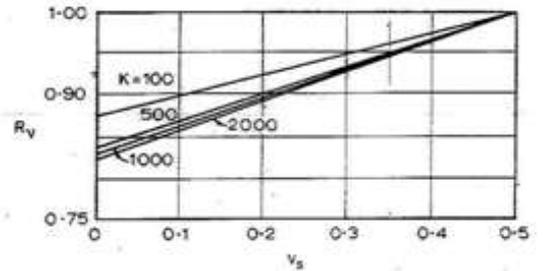
Settlement-influence factor, I_o .



Depth correction factor for settlement, R_h .



Compressibility correction factor for settlement, R_k .



Poisson's ratio correction factor for settlement, R_v .

Diagramma per la determinazione dei coefficienti I_o , R_k , R_h e R_v ,

Con riferimento allo schema di calcolo, si assume:

L_0 = lunghezza palo = 6 m

h = profondità totale dello strato comprimibile, posti pari a $h = 2L_0 = 12$ m

$d_b = 0,8$ m

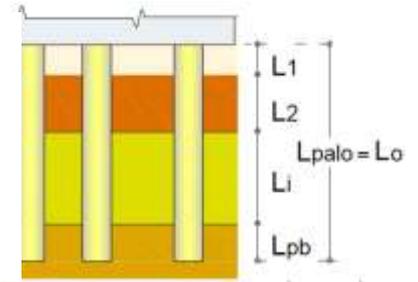
$d = 0,8$ m

$E_p = 32.837$ MPa (cls R_{ck} 37 MPa - in cautela rispetto R_{ck} 40 MPa) = 328.370 dN/cm²

$\nu_s = 0,2$

Il modulo elastico E si calcola effettuando la media pesata di quelli inerenti gli strati attraversati dal palo in relazione alla sua lunghezza:

$$E_s = (E_{s1} L_1 + E_{s2} L_2 + \dots + E_{si} L_i + \dots + E_{pb} L_{pb}) / (L_1 + L_2 + \dots + L_i + \dots + L_{pb})$$



Nel caso in esame facendo riferimento al modulo elastico edometrico ($E_{ed} = M_{ed}$)¹¹ e considerando che i pali attraversano solamente i primi due strati aventi identico valore di E_{ed} , questo valore si assume pari a

$$E_s = E_{ed} = 20 \text{ dN/cm}^2 = 2 \text{ MPa}$$

Si ottiene quindi:

$$L_0/d = 6.00/0.80 = 7.50$$

$$L_0/h = 6/12 = 0.5$$

$$R_A = 1 \text{ (pali a sez. costante)}$$

$$K = R_A E_p / E_s$$

$$K = 1 \times 32837 / 2 = 17336$$

$$d_b/d = 0.8/0.8 = 1$$

$$\nu = 0.2$$

da cui si ricavano, attraverso i suddetti diagrammi, i coefficienti seguenti:

$$I_0 = 0.18$$

$$R_K = 0.06$$

$$R_h = 0.78$$

$$R_v = 0.6$$

Sostituendo i valori numerici i cedimenti Δ_{vmax} sono raccolti nella tabella seguente da cui si ottiene:

$$\Delta_{vmax} = 3.70 \text{ mm} \quad \text{Per la torre A}$$

$$\Delta_{vmin} = 4.27 \text{ mm} \quad \text{Per la torre B}$$

¹¹ Vedi indagini geognostiche a cura del geologo dott. salvatore Palillo (rif. Pag 18)

	Caratteristiche Singolo palo							Cedimenti singolo palo							
	Q_{max}	Dpalo	Lpalo	Lpalo/Dpalo	Rck	Ep	Es	RA	$K=RA \cdot E_p / E_s$	lo	Rk (1)	Rh(2)	Rv	$l = l_0 \cdot R_k R_h R_v$	$\Delta = Q_{max} \cdot l / (E_s \cdot D_{palo})$
	[KN]	mm			N/mm ²	N/mm ²	[N/mm ²]								[mm]
Torre A	1129,1	800	6	0,01	37,00	34.672,00	2,00	1,00	17336	0,18	0,20	0,75	0,2	0,00525	3,705
Torre B	1259,4	800	6	0,01	37,00	34.672,00	2,00	1,00	17336	0,18	0,20	0,78	0,2	0,005425	4,27

(1)-(2) Tale valore esce fuori diagramma cautelativamente si assume 0,20

15. 2 Cedimento complessivo della palificata

Per la valutazione del cedimento complessivo Δt della palificata di fondazione, secondo quanto consigliato dalle raccomandazioni A.G.I. (1982)⁽¹²⁾, si è fatto riferimento all'espressione empirica proposta da Skempton (1953) che pone in relazione tale cedimento con quello Δ calcolato per il palo singolo.

$$\Delta t = \Delta_{vmax} \times \left(\frac{0,6B}{0,3B + 0,3} \right)^2$$

in cui B è la minore dimensione in pianta della fondazione su palificata, espressa in metri, e pari a 20.40 mt per la torre (A) e 20.30 mt per la torre (B) nel caso in esame. Sostituendo i valori numerici (vedi tabella precedente) si ricava:

per le torri A e B rispettivamente si ha:

- Torre (A)

$$\Delta t = \Delta_{vmax} \left(\frac{0,6 \times 20,40}{0,3 \times 20,40 + 0,3} \right)^2 = 13,46 \text{ mm}$$

- torre (B)

$$\Delta t = \Delta_{vmax} \left(\frac{0,6 \times 20,31}{0,3 \times 20,31 + 0,3} \right)^2 = 15,51 \text{ mm}$$

⁽¹²⁾ "Raccomandazioni su pali di fondazione" - Commissione A.G.I. - Edizione giugno 1982.

17.0 LIQUEFAZIONE

17.1 liquefazione –NTC 2008

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche.

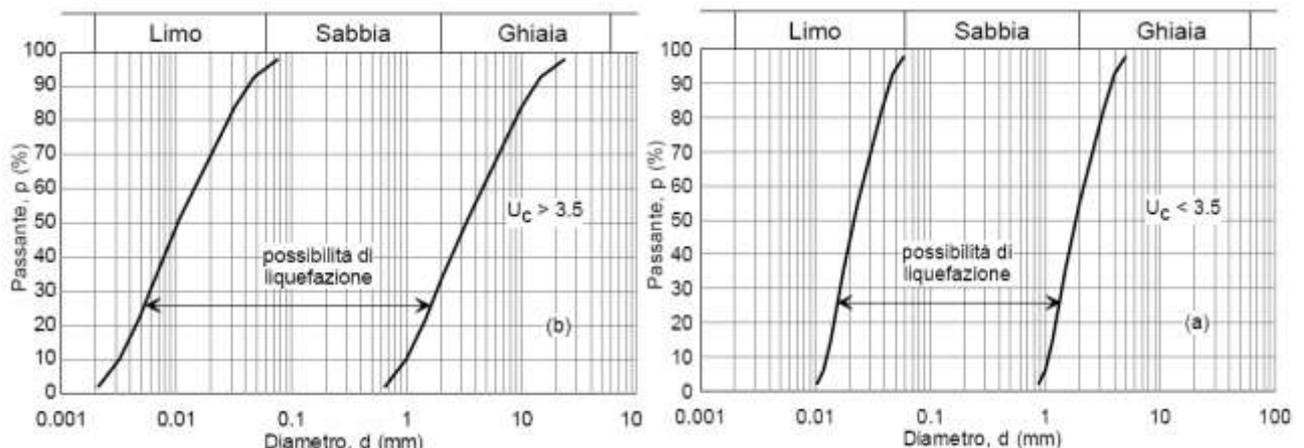
Ha come conseguenza la perdita di capacità portante e può comportare l'insorgenza di cedimenti e rotazioni a carattere irreversibili che potrebbero portare al collasso dell'intero sedime di fondazione .

Tale fenomeno può manifestarsi in presenza di terreni sabbiosi, ghiaiosi, limosi ecc... in presenza di oscillazioni sismiche e in presenza di falda acquifera.

In riferimento a quanto previsto dalle NTC/2008 (al 7.11.3.4.2 *Esclusione della verifica a liquefazione*)

la verifica di liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

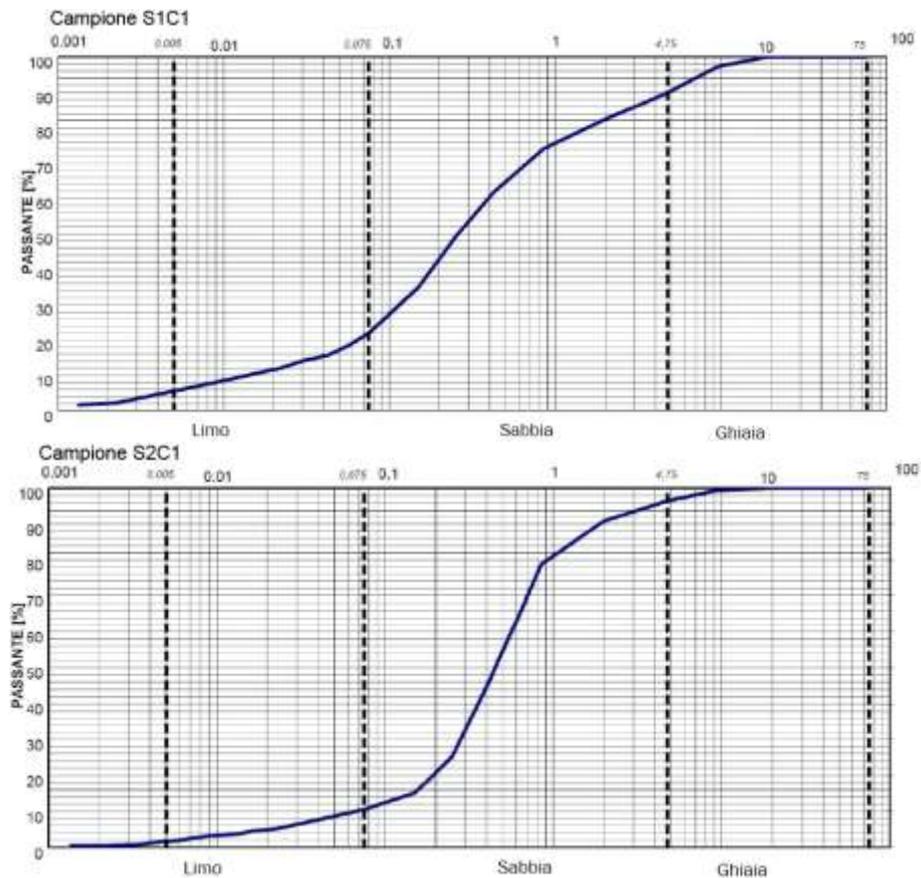
- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazione massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0.1 g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15.0 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel grafico a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$, e nel grafico b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.



In riferimento a quanto previsto dalle norme e in relazione alle caratteristiche geologiche del sito di intervento (vedi fuso granulometrico seguente relativo ai campioni S1C1 e S2C1¹³), non potendolo, oggettivamente, far rientrare nella casistica che escluda la

¹³ Per chiarezza di esposizione, al fine di poter al meglio effettuare il confronto con i fusi granulometrici esposti nelle norme NTC 2008, è necessario specificare che quelli scaturiti dalle prove di laboratorio relativi ai

valutazione del livello di sicurezza nei riguardi di questo fenomeno potenzialmente associato ad eventi sismici.



Si deve procedere ad effettuare tale verifica , in aderenza allo schema di calcolo seguente basato sulle prove penetrometriche dinamiche effettuate lungo le due verticali (sondaggi a carotaggio continuo) nella campagna di indagine diretta dal geologo dott. S. Palillo .

17.2 Metodo semplificato per la stima del fenomeno della liquefazione

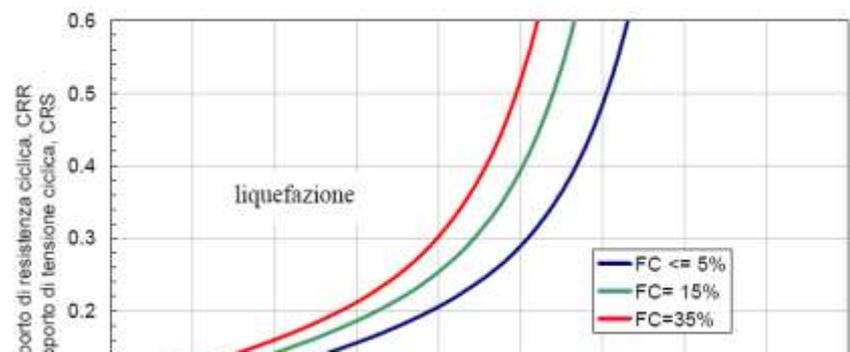
Allo scopo si fa riferimento al procedimento basato sulla determinazione di un coefficiente di sicurezza (FL) dato dal rapporto fra azioni di tipo tangenziali: fra le resistenze al taglio dell'ammasso e le sollecitazioni derivanti dall'azione sismica.

$$FL = \frac{CRR}{CSR} MSF$$

dove:

è la resistenza esplicitata dal terreno in relazione alle pressioni efficaci ($\sigma'v$) che può essere valutata attraverso abachi (rif. pag. seguente.) , in funzione di parametri desunti da prove SPT, CPT o da misure della velocità delle onde di taglio Vs 18.

campioni prelevati nella zona riportati in modo specchiato.



$$CRR = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_v}$$

$$CSR = \frac{\tau_{med}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \frac{a_{max} r_d}{g}$$

è la sollecitazioni derivanti dall'azione sismica espressa in funzione :

delle pressioni totali e verticali efficaci σ_v e σ'_v
 dell' accelerazione a_{max} al piano campagna del terremoto di riferimento;
 dell'accelerazione di gravità g ;
 di un coefficiente riduttivo dell'azione sismica r_d che tiene conto della deformabilità del sottosuolo può essere determinato con la seguente relazione semplificata:
 $rd = 1-0.015z$;

MSF

è un fattore di scala che può essere valutato mediante tabelle fornite dalla letteratura in funzione della magnitudo dei terremoti attesi (Seed e Idris 1982)

Magnitudo	MSF
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19

17.3 Valutazione della resistenza CRR da prove SPT

1. Nel caso in esame le indagini, per i vari strati, hanno messo in luce le seguenti risultanze inerenti il numero di colpi al piede N_{SPT} . Ai fini delle verifiche, si considerano i valori SPT ottenuti dalla media di quelli rilevati nei vari strati .

Strato		Sedimento	Numero prova SPT/profondità		Numero SPT minimo	Numero SPT medio
n.	Quota					
1	2.00	Limo argilloso-sabbioso grigio-nocciola	SPT 1 (1,50)= 18	SPT 5 (1,50)=15	15	16
2	6.50	Sabbia grossolana e Ghiaia, marrone chiaro (in falda)	SPT 2 (5,00) =6	SPT 6 (3,00)=16	6	11
3	14.00	Limo sabbioso debolmente argilloso, grigio scuro	SPT 3 (9,20)=4	SPT 7 (7,50)=30	4	16
4	23.60	Limo argilloso- argilla grigio scuro	SPT 4 (14,50)=18	SPT 8 (8,50)=7	7	12

2. In relazione ai valori sopra espressi (mediando per ogni strato i valori ottenuti) per il singoli strati si determinano, i numeri dei colpi corretti $(N_1)_{60}$ con la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

dove:

$$C_N = \sqrt{\left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)}$$

C_N coefficiente correttivo dei N_{SPT} (non può superare il valore di 1.7)

P_a è la pressione atmosferica si assume pari a 100KPa \approx (1 Kg/cmq)

Gli altri fattori (C_E, C_B, C_R, C_S) possono essere assunti in funzione delle tabelle seguenti, pari a 1

Fattore correttivo per considerare il rendimento energetico	$C_E=1$
Fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio	$C_B=1$
fattore correttivo per la lunghezza delle aste	$C_R=1$
fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionatore	$C_S=1$

E' necessario inoltre correggere il numero dei colpi $(N_1)_{60}$ SPT in base al contenuto di materiale fine FC si utilizzano allo scopo le seguenti relazioni:

$$(N_1)_{60f} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

dove

Per la percentuale di fine $FC \leq 5\%$

$$\alpha = 0$$

$$\beta = 1$$

Per la percentuale di fine $5\% \leq FC \leq 35\%$

$$\alpha = e^{\left(1.76 - \frac{190}{FC^2}\right)}$$

$$\beta = 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000}$$

Per la percentuale di fine $FC \geq 35\%$

$$\alpha = 1$$

$$\beta = 1.2$$

Dopo aver determinato il valore $(N_1)_{60F}$ è possibile calcolare la resistenza del terreno CRR con una delle seguenti relazioni:

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60F}} + \frac{(N_1)_{60F}}{135} + \frac{50}{(10 (N_1)_{60F} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

$$CRR = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4}$$

dove

$$x = (N_1)_{60F}$$

$$\begin{aligned} a &= 0.048 & b &= -0.1248 & c &= -0.004721 & d &= 0.009578 \\ e &= 0.0006136 & f &= -0.0003285 & g &= -1.673 \cdot 10^{-5} & h &= 3.714 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

17.4 Valutazione del rapporto di tensione ciclica "CSR"

Il rapporto di tensione ciclica, ad una determinata profondità, come già evidenziato può essere valutato attraverso la seguente espressione (Seed e Idriss, 1971):

$$CSR = 0.65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{\max} r_d}{g}$$

dove:

- a_{\max} è l'accelerazione massima del terremoto di progetto;
- σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale;
- r_d è un coefficiente correttivo, che tiene conto della deformabilità del sottosuolo che può essere determinato, oltre alla relazione già esposta nelle pagine precedenti.

con le seguenti espressioni empiriche proposte da Iwasaki et al. (1978) in funzione della profondità:

$$r_d = 1 - 0.015z,$$

$r_d = 1 - 0.00765 z$	per	$z \leq 9.15$ mt
$r_d = 1.174 - 0.0267 z$	per	$9.15 \text{ mt} < z \leq 23.00$ mt
$r_d = 0.744 - 0.008 z$	per	$23.00 \text{ mt} < z \leq 30.00$ mt
$r_d = 0.50$	per	$z > 30.00$ mt

17.5 Definizione e calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione

Dopo avere determinato il fattore di sicurezza per i vari strati costituenti il sedime di fondazione, è necessario riferire tali risultanze al sottosuolo fino alla profondità di 20 mt. Ciò si attua con la definizione dell'indice del potenziale di liquefazione I_L definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z) w(z) dz$$

Ove

z è la profondità dal piano campagna in metri

$w(z)$ è data dalla seguente relazione

$$w(z) = 10 - 0,5z ;$$

$$F=1 - F_L \quad \text{se } F_L \leq 1$$

ovvero

$$F=0 \quad \text{se } F_L > 1$$

Il potenziale di liquefazione I_L fornisce una valutazione “integrale” degli effetti della liquefazione. Il rischio di liquefazione può essere così stimato:

$I_L = 0$	il rischio di liquefazione è molto basso
$0 < I_L \leq 5$	il rischio di liquefazione è basso
$5 < I_L \leq 15$	il rischio di liquefazione è elevato
$I_L > 15$	il rischio di liquefazione è estremamente elevato .

17.5 Calcolo -Verifica liquefazione-

Facendo riferimento a quanto precedentemente esposto e ricordando il significato dei simboli di seguito evidenziato

Pa è la pressione atmosferica si assume pari a 100KPa
(100KPa \approx (1 Kg/cmq)=100000 Pa)

Nsp è il numero medio dei colpi nella prova penetrometrica standard (SPT)

$\sigma_v(i)$ è la tensione verticale riferita alla quota dello strato **i**

$$\sigma_v(i) = \sigma_v(i-1) + \gamma_{sat}(i) (z-h_{fada})$$

$\sigma'_v(i)$ è la tensione verticale efficace riferita alla quota dello strato **i**

$$\sigma'_v(i) = \sigma_v(i-1) - \gamma_w(i) (z-h_{fada})$$

C_N è il coefficiente correttivo dei valori N_{SPT} (non può superare il valore di 1.7)

$$C_N = \sqrt{\left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)}$$

Cof sono i coefficienti **C_E, C_B, C_R, C_S**, correttivi dei valori N_{SPT} (nel caso in esame si assumono a favore di sicurezza pari a 1)

$$C_E = C_B = C_R = C_S = 1$$

(N₁)₆₀ sono i Numeri dei colpi corretti (si ottengono mediando per ogni strato i valori Ottenuti per il singoli strati)

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

α, β sono i parametri necessari al calcolo della correzione in funzione della percentuale di fine (**FC**) presente nello scheletro del terreno

(N₁)_{60F} sono i numeri dei colpi corretti in base al contenuto di materiale fine **FC**

$$(N_1)_{60F} = \alpha + \beta (N_1)_{60}$$

CRR è la resistenza esplicitata dal terreno in relazione alle pressioni efficaci (**σ'_v**)

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60F}} + \frac{(N_1)_{60F}}{135} + \frac{50}{(10 (N_1)_{60F} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

r_d è un coefficiente correttivo, che tiene conto della deformabilità del sottosuolo che può essere determinato,

$$r_d = 1 - 0.015z,$$

a_{max} è l'accelerazione al piano campagna del terremoto di riferimento;

CSR è la sollecitazioni derivanti dall'azione sismica espressa in funzione delle pressioni totali e verticali efficaci **σ_v** e **σ'_v**

$$CSR = 0.65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{max} r_d}{g}$$

g è l'accelerazione di gravità ;

MSF è un fattore di scala (coefficiente di sicurezza) che può essere valutato mediante tabelle in funzione della magnitudo dei terremoti attesi.

si riportano i calcoli che seguono

z	Pa	Nspt	σ_v	σ'_v	CN	Coef	N160	FC	α	β	N160f
[mt]	Pa	N.	[Pa]	[Pa]				%			
1,5	100000	16	26250	26250	1,95	1	31	10	0,87	1,09	35
2	100000	16	35750	30750	1,80	1	28	10	0,87	1,09	31
6,5	100000	11	130250	80250	1,12	1	12	10	0,87	1,09	14
13	100000	11	263500	148500	0,82	1	9	20	3,61	1,39	16
14,2	100000	16	289900	162900	0,78	1	12	20	3,61	1,39	20
23,6	100000	12	482600	261600	0,62	1	7	20	3,61	1,39	13
25	100000	12	513400	278400	0,60	1	7	20	3,61	1,39	13
Magnitudo =6,1											

N160f	CRR	rd	amax	CSR	CRR/CSR	MSF	Fs
			[m/sec]				
31	0,56835971	0,9775	0,112	0,071162	4,840286	1,3	3,723297
31	0,620949526	0,97	0,112	0,082098	4,248209	1,3	3,267853
14	0,159671246	0,9025	0,112	0,106638	1,453451	1,3	1,118039
16	0,18156043	0,805	0,112	0,103988	1,722927	1,3	1,325328
20	0,229108482	0,787	0,112	0,101961	2,211598	1,3	1,701229
13	0,153833235	0,646	0,112	0,086759	1,709038	1,3	1,314645
13	0,153833235	0,625	0,112	0,083907	1,767125	1,3	1,359327
Magnitudo =6,1		Il valore evidenziato con questo colore è risultato pari a 35, superiore a valore 34 inserito nella espressione di CRR. L' algoritmo non funzionerebbe! Pertanto è giusto, a favore di sicurezza, assumere N160f =31					

E' possibile constatare che tutti gli **F_s** sono superiori a 1; pertanto, ai fini del calcolo del indice di potenziale di liquefazione **I_L**, considerato come una valutazione complessiva degli effetti della liquefazione, essendo se **F_L>1**, si ha che la sunzione **F(z)=0** e quindi

$$I_L = \int_0^{20} F(z) w(z) dz = 0$$

Ciò porta ad affermare che il rischio di liquefazione è **molto basso**