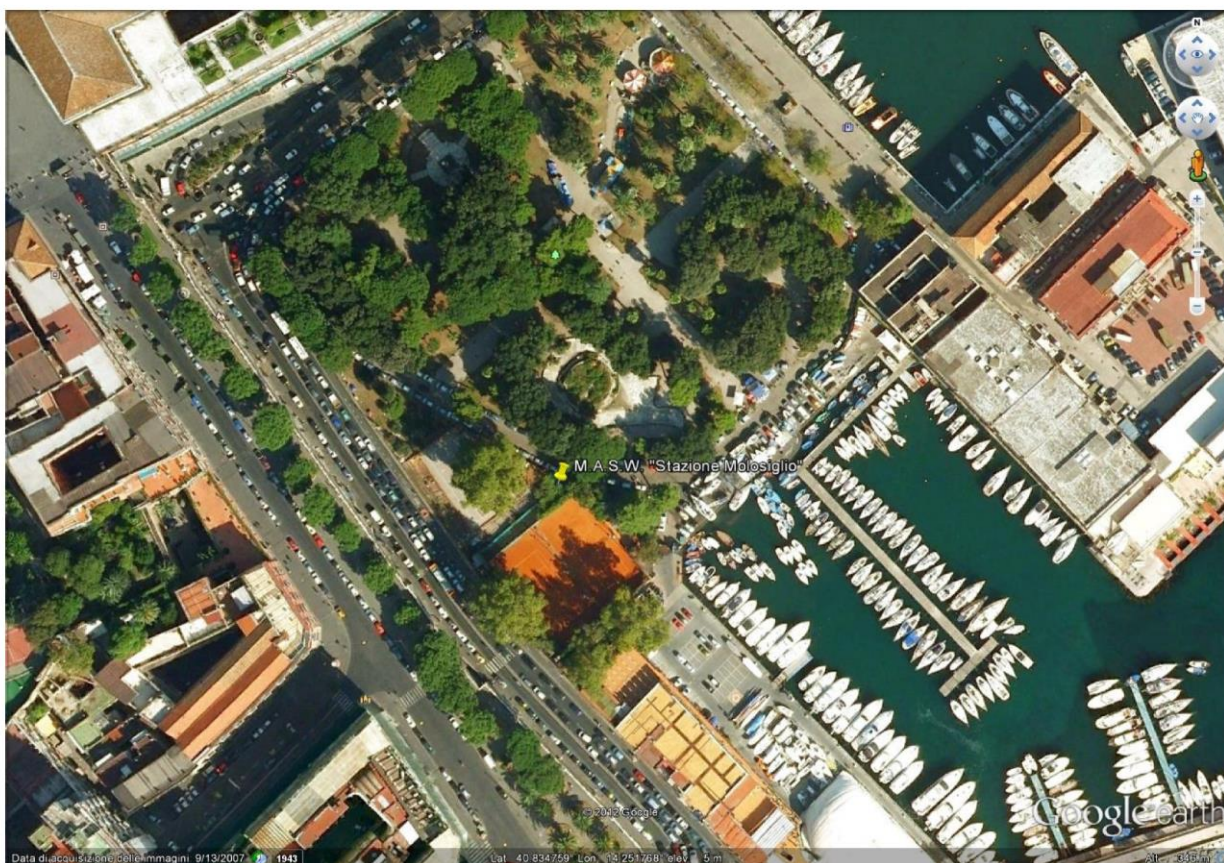


INDICE

0 - PREMESSA.....	2
1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	2
2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3 - INDAGINI GEOGNOSTICHE	5
3.1 - Definizione del volume significativo di terreno interessato	5
3.2 - Prove effettuate.....	6
3.3 – Caratteristiche geologiche del luogo.....	7
3.4 - Idrogeologia.....	8
3.5 - Problematiche riscontrate	8
4 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO.....	9
4.1 - Caratterizzazione geotecnica	11
4.2 - Modellazione geotecnica	11
4.3 - Pericolosità sismica	12
5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE	14
6 - MODALITA' COSTRUTTIVE.....	14
7 - VERIFICHE DI SICUREZZA	15
7.1 - Carico limite fondazioni dirette	15
7.2 – Tabella di calcolo del carico limite per fondazione diretta.....	19
7.3 - Carico limite fondazioni indirette (diaframmi).....	19
7.4 – Tabella di calcolo del carico limite per fondazione indiretta.....	23
8 - CONCLUSIONI	23

0 - PREMESSA

La modellazione del terreno è stata definita seguendo le indicazioni della relazione geologico tecnica con oggetto *"Riordino dei collettori principali della rete fognaria della zona orientale della città di Napoli"* redatta dal dott. geol. Enrico Bottiglieri regolarmente iscritto all'Ordine dei Geologi della regione Campania al n° 201 successivamente aggiornata con le prove e relazione geologica redatta dal dott. geol. Giovanni Turco regolarmente iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Campania al n° 1841 a cui si rimanda per una più estesa e dettagliata descrizione della stratigrafia del sottosuolo.



Ubicazione "Stazione Molosiglio" – coord. Lat. 40.834626°; Lon. 14.251528°

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'impianto di sollevamento Marinella è costituito da una zona interrata di forma in pianta pressoché rettangolare allungata di profondità massima rispetto al piano campagna pari a circa 10 m, all'interno della quale vi sono le vasche di carico e, in opportuni locali, le tubazioni di ingresso e di uscita con i relativi organi di comando e le pompe. Al di sopra della zona interrata è previsto un piccolo edificio fuori terra ad un solo livello che occupa solo una parte della superficie in pianta, in detto edificio sono alloggiati la griglia con i corrispondenti macchinari, la cabina elettrica con il locale trasformatori ed altri locali di servizio.

La vasca e tutti gli spazi interrati sono coperti da una soletta piena in c.a. di copertura, il cui estradosso è solo di poco sopraelevato rispetto al piano campagna (circa 30 cm) e costituisce il

calpestio dei locali disposti nella parte in elevazione, la cui copertura è prevista con un solaio alleggerito laterocementizio a quota 6,60 dal piano campagna.

La struttura portante della parte in elevazione è costituita da un telaio ad un piano con pilastri 30x30 e travi 30x50 disposti su entrambe le direzioni ortogonali.

I pilastri poggiano direttamente sui diaframmi perimetrali o sulle pareti verticali interne che costituiscono la struttura della zona interrata.

L'intera zona interessata dallo scavo per la realizzazione della vasca è delimitata da una paratia di diaframmi dello spessore di 80 cm, di lunghezza circa 12 m su quasi tutto il contorno.

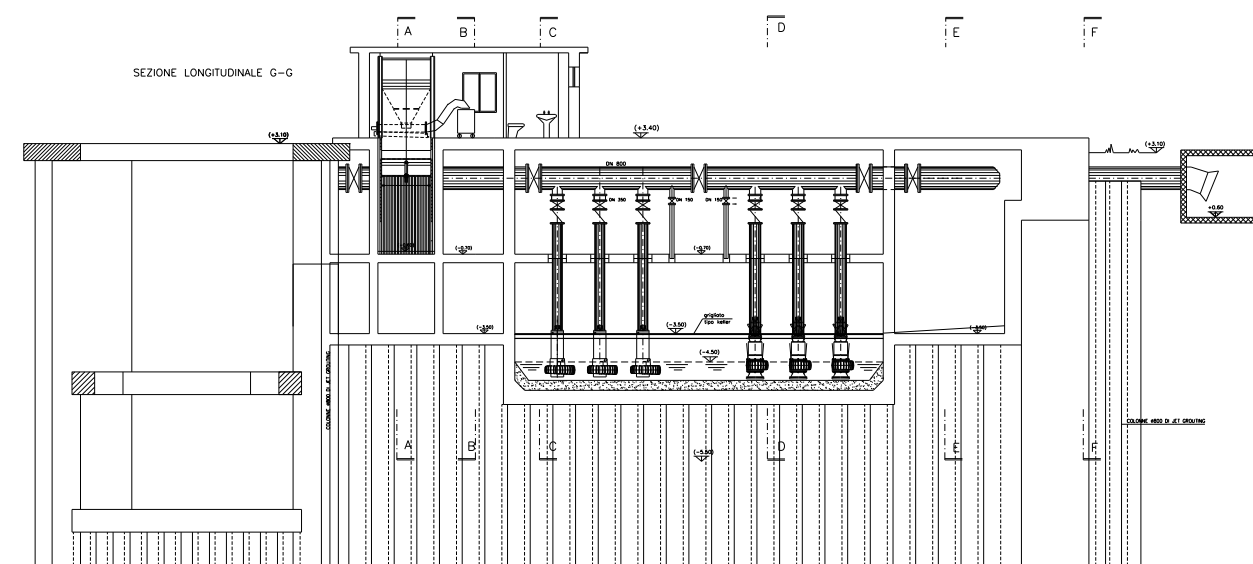
Su uno dei lati corti la vasca risulta addossata ad un pozzo di spinta già esistente per cui su quel lato di provvederà a realizzare un opportuno giunto sismico con tenuta idrica.

I diaframmi saranno realizzati previa esecuzione di un prescavo di circa un metro e saranno sormontati da un cordolo continuo che ne garantirà la solidarizzazione, fungendo anche da sostegno alla soletta in conglomerato cementizio armato.

In esercizio la suddetta soletta di copertura posta a quota +3,40 m e quella di fondo posta a quota - 3,50 m e -5,50 m insieme alle pareti verticali trasversali di separazione dei vari ambienti svolgeranno la funzione di puntoni ai diaframmi perimetrali.

Tutte le opere sono realizzate in conglomerato cementizio armato gettato in opera dimensionato in funzione delle necessità statiche e sismiche.

Impianto sollevamento Marinella



Al Molosiglio è prevista la costruzione di un manufatto interrato in cemento armato che costituisce la vasca di accumulo dei liquami e l'alloggio delle pompe, al piano campagna posto a circa 5,0 m dal piano strada di via Acton è prevista la realizzazione di un locale di manovra.

Per la costruzione del corpo interrato è prevista la realizzazione dei pali da 50 costituenti la paratia, la realizzazione del cordolo di sommità e dei puntoni interni, il consolidamento del fondo con jet grouting per un'altezza di circa 3 m, lo scavo della vasca e la realizzazione della soletta intermedia e di copertura.

Per la costruzione del locale tecnico a servizio del locale pompe si prevede la realizzazione di una platea di fondazione in c.a. da 25 cm di spessore, delle pareti perimetrali sempre in c.a. da 20 cm di spessore, una copertura latero cementizia da 20 cm di spessore.

Le azioni previste sulla struttura sono legate alla destinazione d'uso e sono rappresentate da:

- carichi accidentali per *ambienti ad uso industriale* che nel caso in esame considerando il peso massimo della strumentazione necessaria si assume
(Cat. E2 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008) pari a carichi distribuiti da 6,0 kN/m²;
e concentrati da 6,0 kN

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008";

Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"

3 - INDAGINI GEOGNOSTICHE

Sulla base della conoscenza geologica dell'area di sito, della conoscenza delle lavorazioni previste e delle tecnologie di scavo utilizzabili, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" dell'opera in esame.

3.1 - Definizione del volume significativo di terreno interessato

La determinazione del volume significativo è stata eseguita considerando l'estensione in pianta e la profondità di posa delle fondazioni nonché della tecnologia di scavo prevista.

Considerando che le fondazioni sono del tipo profondo costituito da diaframmi da 80 cm di spessore di lunghezza pari a 13,10 m dal piano campagna, che la una platea di fondo scavo è posta a quota – 7,10 m dal piano campagna, che la forma in pianta dell'opera è assimilabile ad un rettangolo allungato di dimensioni 30,0 m x 8,8 m ed infine considerando che il volume di terreno influenzato dalle sollecitazioni della fondazioni secondo i meccanismi di rottura alla Terzaghi è pari a circa due volte la larghezza della base della fondazione si stabilisce che il volume significativo di terreno interessato dalle fondazione è assimilabile ad un parallelepipedo avente lo stesso ingombro e forma in pianta con una profondità di circa 15,0 m.

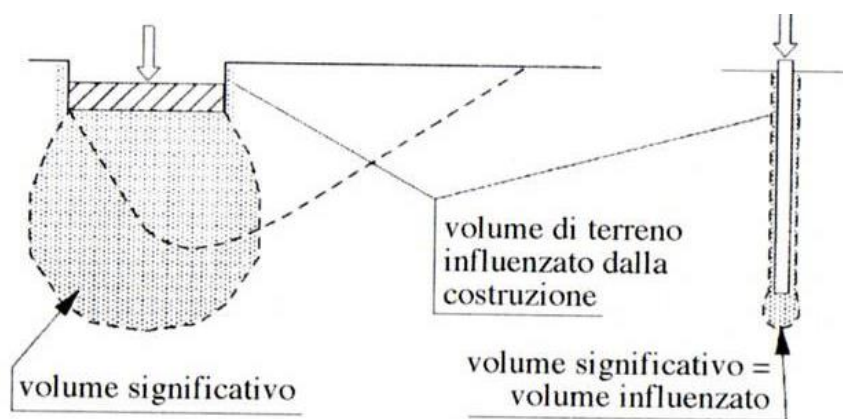


Fig.12.2 del libro "FONDAZIONI" del prof. Carlo Viggiani : Volume significativo e volume di terreno influenzato dalla costruzione per una fondazione diretta

3.2 - Prove effettuate

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica e riportate di seguito in maniera riassuntiva.

Le prove indagini geologiche sono state effettuate in un arco di tempo antecedente il 1994 ed integrate nel 2012 con ulteriori indagini tra cui quella, eseguite da laboratori provvisti di regolare concessione.

La campagna prove per la definizione delle caratteristiche del volume significativo di terreno sottostante il fabbricato costata in :

Prima campagna prove antecedente il 1994:

- **un attento rilevamento geologico di superficie, esteso ad una zona più vasta del sito d'interesse avendo inquadrato preventivamente l'area nel contesto geologico strutturale regionale**
- **N° 4 Carotaggi continui**
- **N° 13 Prove penetrometriche di tipo SPT**
- **N° 4 misurazione della profondità della falda**

Seconda campagna prove eseguita nell'anno 2012

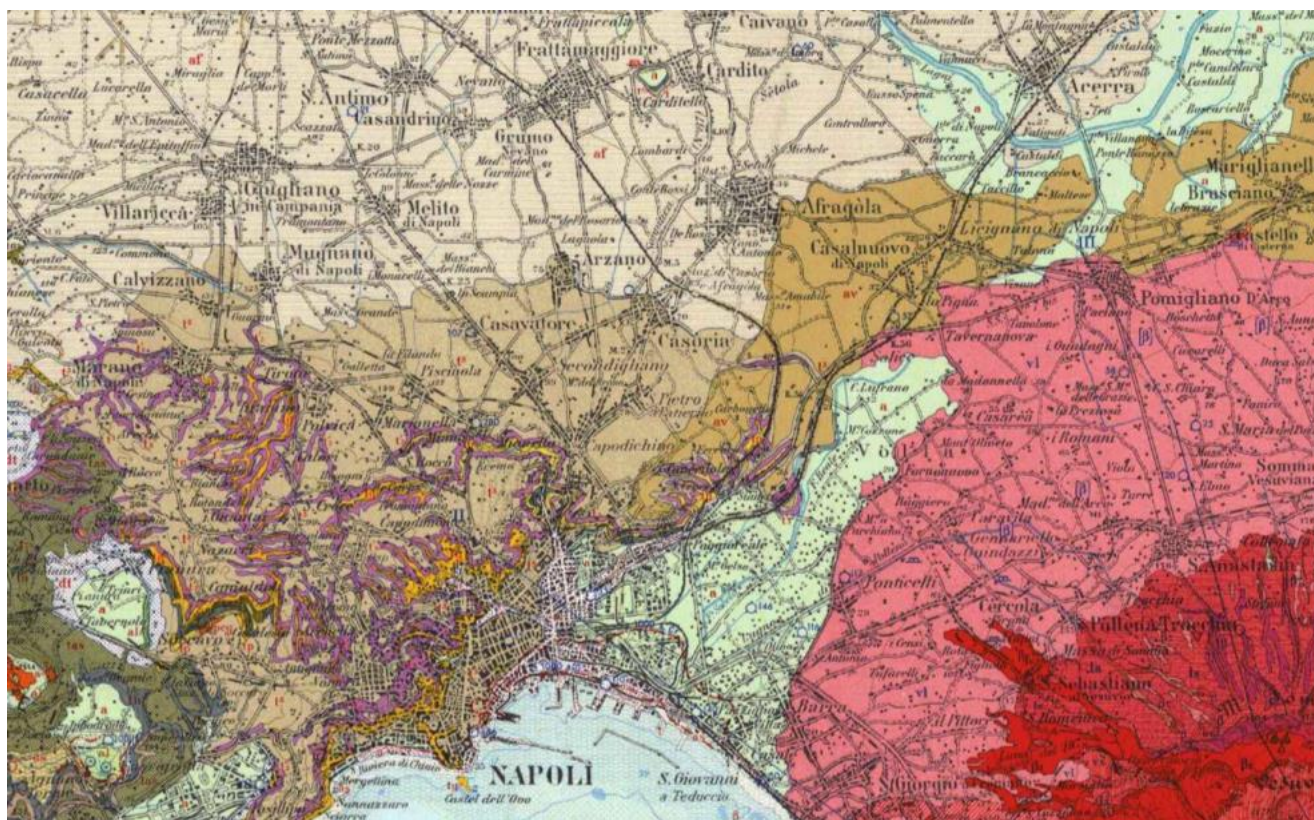
- **N° 2 prove penetrometriche dinamiche continue**
- **N° 2 campioni di terreno indisturbato**
- **N° 2 misurazione della profondità della falda**
- **N° 2 MASW**

I campioni prelevati dal sondaggio a carotaggio continuo alle varie profondità sono stati a loro volta oggetto delle prove di laboratorio di seguito elencate:

- **N° 2 analisi granulometriche per setacciatura e sedimentazione**
- **N° 2 determinazione del peso di volume naturale**
- **N° 2 prove di taglio diretto**

3.3 – Caratteristiche geologiche del luogo

L'area oggetto di indagine ricade nella zona sud occidentale, inquadrata nel Foglio 184 della carta geologica d'Italia scala 1:100.000.



Stralcio del foglio 184 della carta geologica d'Italia

La Città di Napoli si trova in una regione vulcanica, delimitata ad est dal complesso del Somma-Vesuvio e ad ovest dal distretto dei Campi Flegrei. E' caratterizzata da una morfologia contrassegnata da dossi (ad esempio la Collina dei Camaldoli e la Collina del Vomero) e depressioni (Agnano) ed in prossimità del mare è pseudopianeggiante. E' solcata da numerose incisioni, che drenano le acque dei complessi vulcanici, molte delle quali sono regimate attraverso un sistema di canalizzazione (Lagni).

I siti interessati dagli interventi sono attestati ad una quota di circa 3 m s.l.m. e sono porzione della fascia costiera della Città di Napoli, compresa tra il Porto e le Vie che corrono parallelamente ad esso.

Come si legge nei Fogli 183 - 184 della Carta Geologica d'Italia in scala 1/100.000, i terreni più superficiali del sottosuolo del comprensorio sono rappresentati da:

- a': Terreni di riporto di discariche e suoli di varia età storica ed in subordine da:
 - t3: Prodotti piroclastici indifferenziati provenienti da vari centri eruttivi flegrei rappresentati da cineriti e pozzolane chiare.

I terreni di riporto in genere sono riferibili a litotipi vulcanici limoso - sabbiosi e a litotipi sedimentari sabbiosi, ghiaiosi e ciottolosi.

I prodotti piroclastici di solito sono a granulometria sabbiosa e sabbioso - limosa, sciolti o solo localmente poco addensati e si trovano in continuità sul tufo giallo napoletano.

Il tufo giallo napoletano è di età pleistocenica ed ha colmato antiche depressioni, regolando - così - pure la morfologia del comprensorio.

3.4 - Idrogeologia

La stretta zona di studio è costituita da due principali complessi idrologici:

- depositi piroclastici sciolti a granulometria variabile dotati di una permeabilità per porosità anch'essa variabile e che rende la circolazione idrica molto complessa. In particolare il grado di permeabilità risulta basso nei depositi cineritici fini e nei paleo suoli e diviene elevato invece nei depositi granulometricamente più grossolani. In tali condizioni si instaura una circolazione idrica sotterranea a flussi d'acqua prevalentemente orizzontali a più altezze.
- Complesso tufaceo lapideo e semilapideo, caratterizzato da una permeabilità primaria bassa o nulla e permeabilità secondaria per fratturazione ed alternazione variabile da bassa a media.

Per quanto attiene l'area di intervento, lo studio condotto ha evidenziato la presenza di falde ad una quota di circa 2,0 – 3,0 m dal piano campagna. La falda risulta essere poco profonda e ciò è anche riconducibile alla quota del piano campagna molto prossima a quella marina.

3.5 - Problematiche riscontrate

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

Nel sottosuolo non è stata riscontrata la presenza di cavità.

In riferimento alla suscettibilità alla liquefazione, i terreni risultano potenzialmente liquefacibili se soggetti a sollecitazioni di tipo ciclico. Ai sensi delle nuove Norme tecniche per le Costruzioni, la verifica a liquefazione può essere omessa, quando si manifesti almeno uno dei seguenti casi:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

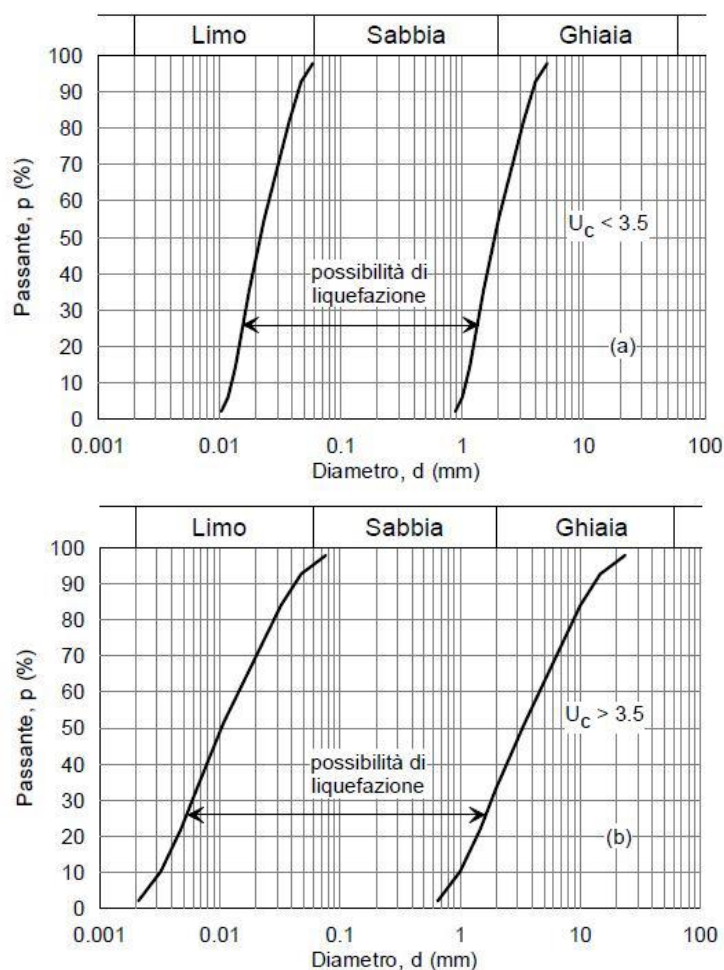


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

E' stato valutato il potenziale di liquefazione dei terreni presenti a 2.5 m di profondità nei due diversi siti, in considerazione di una possibile risalita della falda fino a tale quota. E' stato utilizzato il metodo di Seed e Idris semplificato (1982) e le relazioni riportate nei fogli di calcolo che seguono.

Per quanto riguarda il valore della magnitudo impiegato per la verifica, si è fatto riferimento alla magnitudo massima attesa nella zona sismogenetica in cui ricadono i siti, desunta dal Rapporto Conclusivo dell'aprile 2004 sulla "Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica, prevista dall'Ordinanza PCM del 20 marzo 2003 n°3274, All.1" dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, che è pari a 5.91.

Come si rileva dai fogli di calcolo presenti nella relazione geologica, sulla base della verifica condotta, ipotizzando la risalita della falda fino a 2 m dal piano campagna, i terreni presenti a tale profondità non sono da ritenere liquefacibili.

Valutata la situazione stratigrafica e idrogeologica è da escludere che si verifichino fenomeni di liquefazione.

4 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

L'area oggetto di intervento si colloca in una zona sub-pianeggiante.

Dal punto di vista stratigrafico i terreni sono caratterizzati da strati di materiale che si rinvencono nella seguente successione:

- dal piano campagna fino a circa 3.00 m di profondità: Coltre di riporto, costituita prevalentemente da piroclastiti sabbiose e limose;
- da - 3.00 m circa a - 15.00 m: Sabbia probabilmente piroclastica, addensata.

Durante la terebrazione, nel sottosuolo è stata intercettata una falda idrica attestata a 4 m dal piano campagna.

Descrizione del terreno	Spessore Strato
Terreni piroclastici (prof. inizio dal piano campagna 0.00 m)	
L1 – MATERIALE DI RIPORTO	3,0 m
L2 – DEPOSITO SABBIOSO	> 20,0 m

La pianura caratteristica di tale area rende il **territorio perfettamente stabile**.

L'indagine M.A.S.W. eseguita, gli spessori rilevati e le relative velocità delle onde S hanno portato a determinare una V_{S30} pari a 352 m/sec, da cui ne deriva che il sito in esame, compatibilmente con la stratigrafia del sottosuolo, è verosimilmente caratterizzato da una Categoria di sottosuolo C. Pertanto le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

C [Depositi 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).]

basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei seguenti paragrafi e desunti dalle prove di laboratorio i cui risultati sono illustrati di seguito e dalle prove in sito rappresentate dalle prove penetrometriche dinamiche continue.

Campione DPSH_1 (2.30÷2.80 m) Sabbia marrone brunoastro	Campione DPSH_2 (2.20÷2.70 m) Sabbia debolmente limosa marrone brunoastro
<ul style="list-style-type: none"> - peso di volume $\gamma = 16.36 \text{ kN/m}^3$; - contenuto in acqua $w = 31.04 \%$; - peso specifico $G_s = 21.63 \text{ kN/m}^3$; - peso secco dell'unità di volume $\gamma_d = 12.48 \text{ kN/m}^3$; - peso dell'unità di volume saturo d'acqua $\gamma_{sat} = 16.71 \text{ kN/m}^3$; - grado di saturazione $S_r = 91.6 \%$; - porosità $n = 42.30 \%$; - indice di porosità $e = 0.73$; - coesione $c = 0.012 \text{ kN/m}^2$; - angolo di attrito interno $\phi = 30^\circ 9'$; - "Sabbia" (ghiaia = 4.97 %, sabbia = 89.61 %, limo = 5.43 %) 	<ul style="list-style-type: none"> - peso di volume $\gamma = 15.84 \text{ kN/m}^3$; - contenuto in acqua $w = 31.77 \%$; - peso specifico $G_s = 21.06 \text{ kN/m}^3$; - peso secco dell'unità di volume $\gamma_d = 12.02 \text{ kN/m}^3$; - peso dell'unità di volume saturo d'acqua $\gamma_{sat} = 16.31 \text{ kN/m}^3$; - grado di saturazione $S_r = 89.0 \%$; - porosità $n = 42.93 \%$; - indice di porosità $e = 0.75$; - coesione $c = 0.9 \text{ kN/m}^2$; - angolo di attrito interno $\phi = 30^\circ 5'$; - "Sabbia debolmente limosa" (ghiaia = 3.43 %, sabbia = 82.21 %, limo = 14.36 %)

Il modulo edometrico è pari a 5,0 MPa per lo strato di terreno di riporto e pari a 13,5 MPa per lo strato di terreno sabbioso.

La densità relativa si assesta per entrambi gli strati ad un valore del 45% e pertanto si definisce il terreno moderatamente addensato

4.1 - Caratterizzazione geotecnica

Lo strato di terreno di riporto definisce la spinta laterale sui diaframmi mentre strato di terreno sottostante la platea di fondazione è rappresentato dalla sabbia piroclastica e limosa.

I due stati di terreno sono modellati come omogenei e sovrapposti.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è riassunta nella seguente tabella:

Descrizione del terreno	Q_i	Q_f		Peso sp.	K_z	K_o	f_i	C_{eff}	C_u	Ed	
Stratigrafie											
Riporto	0,0	4,0		16000	50	20	30	0	0	5	
Sabbia	4,0	20,0		21000	50	20	30	0	0	13	
Q_i =Quota iniziale dello strato (Riferito alla quota iniziale della stratigrafia)											
Q_f =Quota finale dello strato (Riferito alla quota iniziale della stratigrafia)											
Peso sp.=Peso specifico del terreno											
K_z =Costante di sottofondo in verticale											
K_o =Costante di sottofondo orizzontale (media aritmetica fra le costanti lungo X e lungo Y)											
f_i =Angolo di attrito interno											
C_{eff} =Coesione efficace											
C_u =Coesione											
Ed=Modulo edometrico.											

Il peso specifico in acqua si assume pari a 8 kN/m³.

Inoltre essendo stato previsto il consolidamento del terreno con C.T.C. (jet-grouting) si è potuto considerare il suolo elastico alla Winkler con una costante di sottofondo invariabile con la profondità.

4.2 - Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, i terreni interessati dalle fondazioni sono modellati secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera / terreno.

I diaframmi sono stati considerati vincolati in testa ed alla base dalle solette costituenti rispettivamente la copertura ed il fondo della parte interrata, durante le fasi di scavo sono previsti dei puntelli provvisori che dovranno essere rimossi solo dopo aver realizzato le solette.

I puntoni sono schematizzati come un appoggio fisso a piano di scorrimento verticale posti alla quota in cui sono presenti.

Il terreno a monte, cioè quello sostenuto dal diaframma, si è considerato in condizioni di stato limite attivo, mentre il terreno a valle, cioè quello al di sotto del piano di scavo e compreso tra i diaframmi, si è considerato come suolo elastico alla Winkler con costante di sottofondo invariabile.

Il coefficiente di spinta laterale attiva orizzontale, calcolato con la teoria di Coulomb, tenendo conto dell'angolo di attrito terra-muro pari ad un terzo dell'angolo di attrito interno del terreno, risulta:

$$K_{ha} = 0,309$$

Per quanto riguarda il terreno a valle si è assunto il valore di rottura a compressione di 5 MPa. Ad esso corrisponde un modulo elastico $E = 12.500$ MPa. Per cui, assimilando un cilindro di terreno consolidato di sezione unitaria ad un puntone di lunghezza pari alla distanza tra i due diaframmi ed

adottando, per sicurezza, un modulo elastico $E = 10.000 \text{ MPa}$, si ottiene una costante di sottofondo equivalente pari a circa:

$$K = 1,25 \text{ kN/cm}^3$$

$$K_B = 1.250.000 \text{ kN/m}^2$$

4.3 - Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'opera e la vita nominale.

La valutazione delle Classi D'uso (Par 2.4.2 Cap 2 DM 20/3/2008) è svolta considerando la destinazione d'uso quale elemento di particolare importanza della rete di deflusso delle acque reflue ed adottando la **Classe III** così come previsto da norma per le strutture il cui funzionamento post sisma deve essere di garantito senza lunghi periodi di interruzione di servizio.

Classe dell'edificio

Classe 3

Vita Nominale della Struttura

50

Periodo di Riferimento per l'azione sismica

anni 75

Coordinate geografiche Edificio

Latitudine

40.85388889

Longitudine

14.25055556

Altitudine

7

...da archivio Comuni

I dati di pericolosità sismica sono sintetizzati nella tabella seguente

Descrizione "Stato Limite"	Tr	Ag	Fo	T*c	Ss	Cc
Stato Limite Operatività	45	0.0558	2.345	0.304	1.50	1.56
Stato Limite Danno	75	0.0737	2.325	0.321	1.50	1.53
Stato Limite salvaguardia Vita	712	0.1916	2.372	0.339	1.43	1.51
Stato Limite prevenzione Collasso	1462	0.2397	2.440	0.341	1.35	1.50
Tr = Periodo di ritorno dell'azione sismica (espresso in anni) Ag = Accelerazione orizzontale massima del terreno Fo = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale T*c = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale Ss = Coefficiente di Amplificazione Stratigrafica Cc = Coefficiente di Amplificazione di Tc						

Le azioni sismiche non sono da amplificare dal fattore S_T topografico essendo detto coefficiente assunto con valore unitario ($S_T = 1,00$).

Per lo Stato limite di salvaguardia della vita e lo Stato limite di esercizio l'azione sismica è definita al § 3.2 delle NTC, tenuto conto del periodo di riferimento definito al § 2.4 delle NTC.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica												
Ang	NV	CD	MP	S	Mcm	PAC	EcA	IrT	TP	RP	RH	CVE
[ssdc]												
0	15	B	ca	T	XY	A	S	N	C	NO	SI	2

Fattori di struttura

Dir. X			Dir. Y			Dir. Z	qSLD
q	$\alpha u/\alpha 1$	Kw	q	$\alpha u/\alpha 1$	Kw	q	
3.15	1.05	1.00	3.15	1.05	1.00	1.50	1.00

Stato Limite	Tr	Ag/g	Amplif. Stratigrafica		F0	T*c	Tb	Tc	Td
			Ss	Cc					
	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	45	0.0558	1.500	1.556	2.337	0.304	0.157	0.472	1.823
SLD	75	0.0737	1.500	1.527	2.325	0.321	0.164	0.491	1.895
SLV	712	0.1916	1.423	1.501	2.410	0.339	0.170	0.509	2.367
SLC	1462	0.2397	1.341	1.498	2.495	0.341	0.170	0.511	2.559

Classe Edificio	Vita Nominale	Periodo di Riferimento	Latitudine	Longitudine	Altitudine	Ampl. Topog.	
						Categoria	Coefficiente
	[anni]	[anni]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
3	50	75	40.8539	14.2506	7	T1	1.00

LEGENDA Dati generali analisi sismica

Ang	Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
NV	Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
CD	Classe di duttilita': [A] = Alta - [B] = Bassa - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
MP	Tipo di materiale prevalente nella struttura: [ca] = calcestruzzo armato - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
S	Tipologia della struttura: Cemento armato: [T] = Telaio - [P] = Pareti - [2P] = Due pareti per direzione non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso; Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano; Acciaio: [T] = Telaio - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo invertito - [TT] = telaio con tamponature.
Mcm	Struttura con telai multicampata: [N]=Nessuna direzione - [X]=Solo in direzione X - [Y]=Solo in direzione Y - [XY]=Sia in direzione X che Y.
PAC	Presenza nella struttura di pareti accoppiate: [P] = presenti - [A] = Assenti
EcA	Eccentricita' accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
IrT	Irregolarita' tamponature in pianta: [S] = Tamponature irregolari in pianta - [N] = Tamponature regolari in pianta.
TP	Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione come definito al punto 3.2.2 del DM 14 gennaio 2008 'Nuove Norme tecniche per le costruzioni: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m.
RP	Regolarita' in pianta: [S]= Struttura regolare - [N]=Struttura non regolare.
RH	Regolarita' in altezza: [S]= Struttura regolare - [N]=Struttura non regolare.
CVE	Coefficiente viscoso equivalente.
Classe Edificio	Classe dell'edificio.
Categ Topog	Categoria topografica. (Vedi NOTE)
Coef Ampl Topog	Coefficiente di amplificazione topografica.
Tr	Periodo di ritorno dell'azione sismica.

Classe Edificio	Vita Nominale	Periodo di Riferimento	Latitudine	Longitudine	Altitudine	Ampl. Topog.	
						Categoria	Coefficiente
	[anni]	[anni]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
Ag/g	Coefficiente di accelerazione al suolo.						
Ss	Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO / SLD / SLV / SLC.						
Cc	Coefficienti di Amplificazione di Tc allo SLO / SLD / SLV / SLC.						
F0	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.						
T*c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.						
Tb	Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.						
Tc	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.						
Td	Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.						
Latitudine	Latitudine geografica del sito (in datum ED50).						
Longitudine	Longitudine geografica del sito (in datum ED50).						
Altitudine	Altitudine geografica del sito.						
q	Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di struttura).						
α_u/α_1	Rapporto di sovraresistenza.						
Kw	Fattore di riduzione di q0.						
qSLD	Fattore di riduzione dello spettro di risposta allo SLD per sisma orizzontale e verticale (significativo nel caso di calcolo con DM 14/09/2005 o OPCM 3274).						

NOTE

- [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato
 Categoria topografica
 T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$
 T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
 T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ = i = 30^\circ$
 T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia di fondazioni scelta è quella profonda rappresentata dai diaframmi di spessore pari a 80 cm che raggiungono la quota di circa -13,0 m dal piano campagna nel caso della stazione di sollevamento Marinella; mentre per la stazione di Molosiglio si prevede di fare una paratia perimetrale con pali accostati da 50 cm e jet grouting sul fondo per uno spessore di 3 m per la realizzazione della vasca di accumulo mentre per la realizzazione della fondazione del locale tecnico si prevede di realizzare una platea di ridotto spessore pari a semplicemente 25 cm.

La scelta di un tipo indiretto della fondazione è insita nella natura dell'opera e nella necessità di interrare la stessa per permetterne il funzionamento idrico.

La natura sabbiosa del terreno permettono di avere un ottimo rendimento della fondazione con un costo di costruzione limitato

6 - MODALITA' COSTRUTTIVE

I diaframmi da 80 cm ed i pali da 50 cm che delimitano le vasche ed i locali interrati dovranno essere realizzati a partire dal piano campagna previo la realizzazione di un prescavo di circa un metro. Le fasi successive di scavo dovranno seguire la tecnica del top-down e pertanto con la realizzazione di puntoni provvisori o definitivi che impediscono i cedimenti eccessivi della paratia, cedimenti che andranno monitorati durante la fase di scavo. Le modalità realizzative dei diaframmi sono quelle classiche della tecnica delle costruzioni che prevedono lo scavo per tratti, la messa in opera delle armature, il successivo getto di calcestruzzo seguito dalla realizzazione del cordolo superiore una volta ultimati tutti e quattro i diaframmi perimetrali.

7 - VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento **all'Approccio 2 (Combinazione A1+M1+R3)**, sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nel paragrafo precedente. Per ognuna di esse vengono elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

7.1 - Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

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

in cui:

- D = profondità del piano di posa della fondazione;
- B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;
- L = Lunghezza della fondazione;
- c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- c_a = adesione lungo la base della fondazione (c_a ≤ c);
- φ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- δ = angolo di attrito di interfaccia terreno-fondazione;
- q = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;
- γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- s, d, i, g, b, ψ = coefficienti correttivi;
- E_{ed} = modulo edometrico del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- ν = modulo di Poisson del terreno al disotto del piano di posa della fondazione.

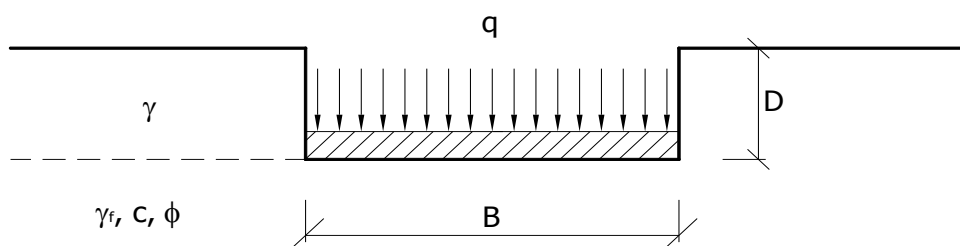
NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove:

- e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B;
- e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

per c>0, φ=0	per φ>0
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg } \phi$
$N_q = 1$	$N_q = k_p \cdot e^{\pi \text{tg } \phi}$
$N_\gamma = 0$ se $\phi = 0$ $N_\gamma = -2 \cdot \text{sen } \omega$ se $\phi \neq 0$	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \text{tg } \phi$

dove:

$$k_p = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right), \text{ è il coefficiente di spinta passiva}$$

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

per $c > 0, \phi = 0$	per $\phi > 0$
$s_c = 1 + \frac{B}{(2 + \pi)L}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

con $B/L < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità d_c, d_q, d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1;$$

$$k = \operatorname{arctg} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1.$$

per $c > 0, \phi = 0$	per $\phi > 0$
$d_c = 1 + 0.4k$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \operatorname{sen} \phi)^2 \cdot k$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c, i_q, i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

per $c > 0, \phi = 0$	per $\phi > 0$
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg} \phi}\right)^m$
$i_\gamma = 1$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg} \phi}\right)^{m+1}$

dove:

$$A_f = B' \cdot L'$$

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$H < V \cdot \operatorname{tg} \delta + A_f \cdot c_a$$

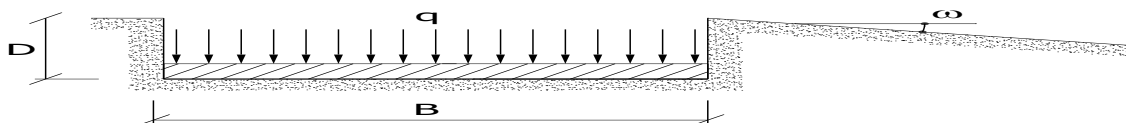
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b_γ

Indicando con ω l'angolo di inclinazione del piano campagna, si ha:

per $c > 0$, $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{2 + \pi}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \phi}$
$b_q = 1$	$b_q = (1 - \operatorname{tg} \omega)^2 \cos \omega$
$b_\gamma = 1$	$b_\gamma = \frac{b_q}{\cos \omega}$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi; \quad \omega < 45^\circ$$



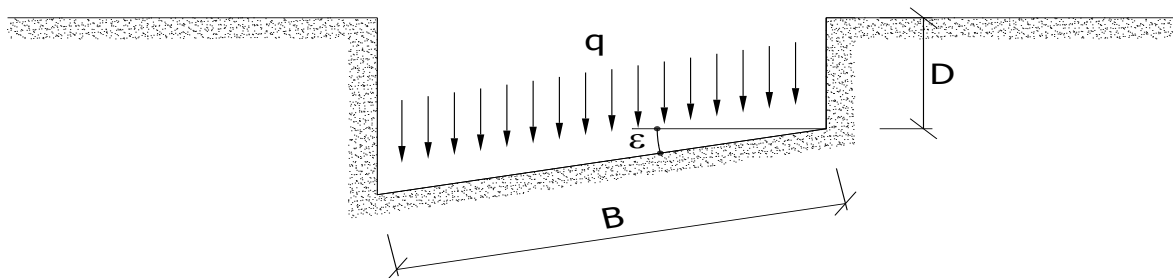
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_γ

Indicando con ε l'angolo di inclinazione del piano di posa della fondazione, si ha:

per $c > 0$, $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{2 + \pi}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \phi)^2$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon < 45^\circ$$



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento $\psi_c, \psi_q, \psi_\gamma$

Si definisce l'*indice di rigidezza* del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno}$$

σ = tensione litostatica alla profondità $D+B/2$.

ν = in condizioni non drenate è pari a 0.5, in condizioni drenate deve essere stimato caso per caso in base ai dati a disposizione.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento $\psi_c, \psi_q, \psi_\gamma$ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,\text{crit}} = \frac{1}{2} \exp \left\{ \left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \operatorname{ctg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right\}$$

per $c > 0, \phi = 0$	per $\phi > 0$
$\psi_c = 1$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \cdot \operatorname{tg} \phi}$
$\psi_q = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \ln(I_r)$	$\psi_q = \exp \left\{ \left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \operatorname{tg} \phi + \frac{3.07 \cdot \operatorname{sen} \phi \cdot \ln(2I_r)}{1 + \operatorname{sen} \phi} \right\}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

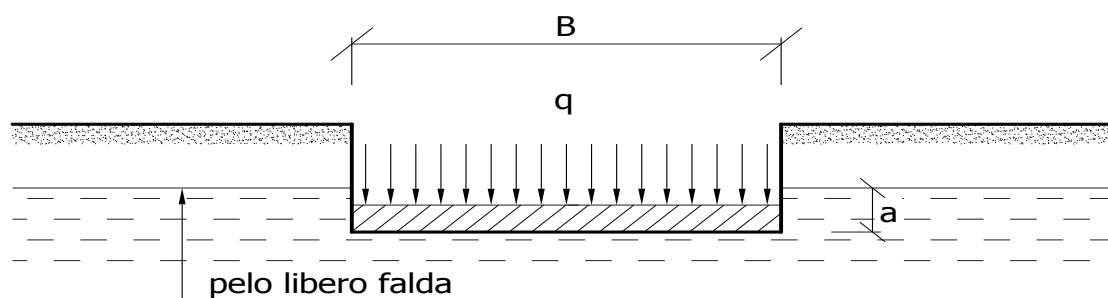
Calcolo del carico limite in presenza di falda

Se il pelo libero della falda è compreso fra il piano campagna ed il piano di posa della fondazione, ad un'altezza a sopra il piano di posa, l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni effettive*, diviene:

$$q_{\text{lim}} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma'_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma + \gamma_{H_2O} \cdot a$$

dove la tensione litostatica al piano di posa è valutata come:

$$q = \gamma \cdot (D - a) + \gamma' \cdot a$$

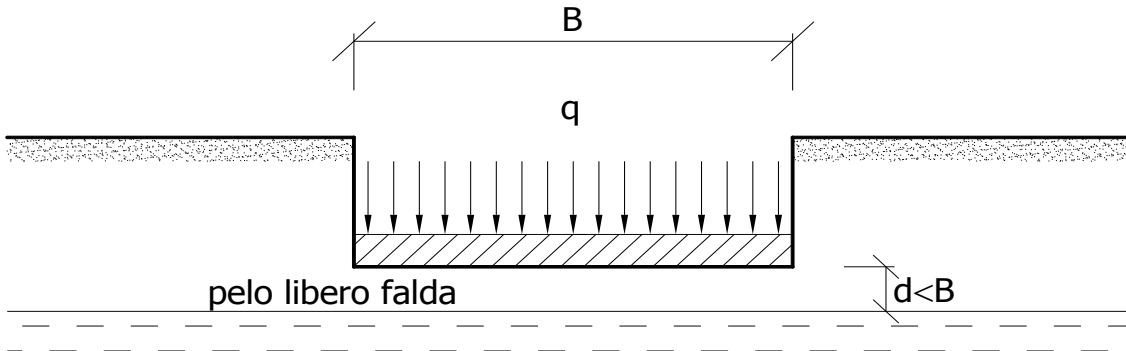


Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano di posa della fondazione di una profondità d , tale che:

$$D \leq d \leq D + B, \text{ o in altri termini } d < B$$

l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni effettive*, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + 0.5 \cdot B \cdot \left(\gamma'_f + (\gamma_f - \gamma'_f) \frac{d}{B} \right) \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma$$



Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano campagna di una profondità **d**, tale che:

$$d > D + B, \text{ o in altri termini } d \geq B$$

la presenza della falda viene trascurata.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = (2 + \pi) c_u \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{1}{2} \gamma_{sat} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

7.2 – Tabella di calcolo del carico limite per fondazione diretta

I calcoli eseguiti del carico limite della parte esistente di fondazione diretta è riportata nel tabulato di calcolo.

7.3 - Carico limite fondazioni indirette (diaframmi)

Calcolo del carico limite verticale

Per il calcolo del carico limite verticale viene adottato il metodo dell'equilibrio limite in base al quale il carico limite verticale Q_{lim} è dato dalla somma della resistenza laterale P_l e della resistenza alla punta P_p :

$$Q_{lim} = P_p + P_l$$

Stimando il carico limite sia in condizione drenate che non drenate è fondamentale nella stratigrafia il comportamento del singolo strato (coerente/incoerente).

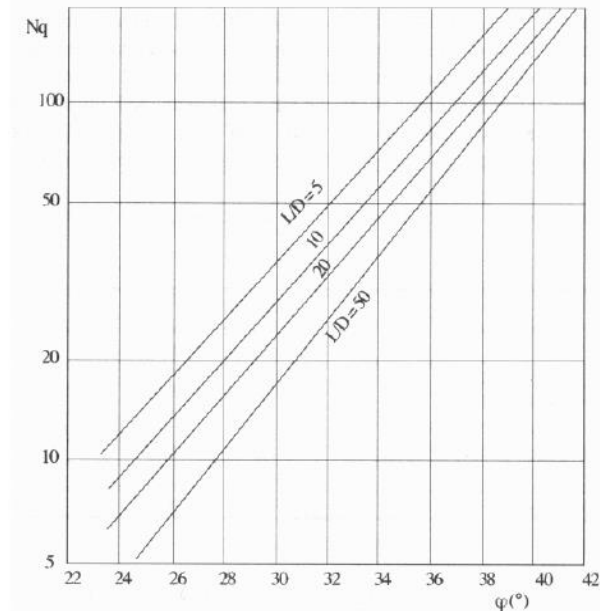
In particolare se uno strato è stato dichiarato incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

La resistenza alla punta P_p si calcola con la seguente formula:

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (c \cdot N_c + q \cdot N_q)$$

dove:

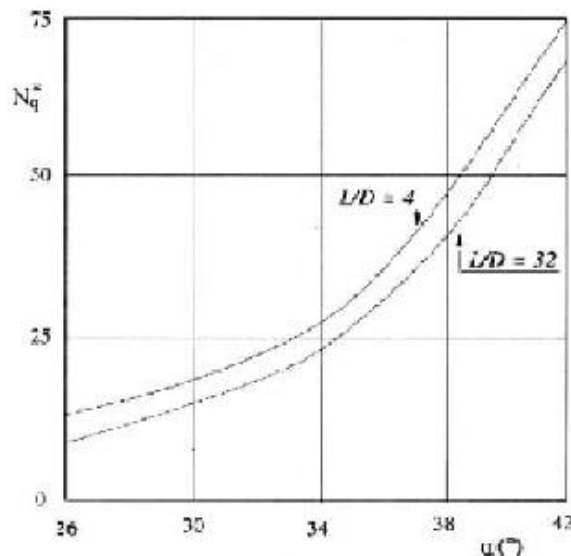
- Per la determinazione dei valori di N_q vengono usati i grafici di Berezantzev $N_q = N_q(L/D; \phi)$ in cui L è lunghezza del palo, D il diametro e ϕ l'angolo di attrito;
- $N_c = (N_q - 1) \cotg(\phi)$;
- c è la coesione;
- q è la pressione litostatica alla punta del palo.



Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate. In caso di condizioni drenate si assume $c=c'$ (coesione efficace) e q calcolata per pressioni effettive. In condizioni non drenate si assume $q=q_{tot}$ (pressione totale), $c=c_u$ (coesione non drenata), $\phi=0$ e $N_c=9$.

Se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato coerente la stima della resistenza alla punta viene fatta in condizioni drenate o non drenate a seconda del metodo di calcolo richiesto. Viceversa, se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato incoerente la stima della resistenza alla punta viene fatta sempre in condizioni drenate indipendentemente dal tipo di calcolo richiesto (drenato o non drenato).

La portanza viene valutata portando in conto che la resistenza alla punta di un palo si mobilita per determinati valori di cedimento proporzionali al diametro del palo. Pertanto, viene fatta la distinzione fra pali di medio e grande diametro ($>80\text{cm}$), per i quali la resistenza alla punta non viene mobilitata se non dopo un cedimento che può essere notevole (in tal caso si utilizza un valore di N_q^* ridotto rispetto a N_q).



Per il calcolo della resistenza laterale si usa invece la formula:

$$P_l = \pi \cdot D \cdot L \cdot s$$

in cui **s** è la somma di un termine di adesione **a** indipendente dalla tensione normale (orizzontale σ_h) e da un termine attritivo dipendente da quest'ultima e dalla tecnologia con cui viene realizzato il palo (battuto, trivellato..):

$$s = a + \sigma_h \cdot \mu$$

con μ dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo/terreno.

Anche per il calcolo della resistenza laterale si distingue tra condizioni drenate e non drenate. In condizioni drenate si assume $a = 0$, pertanto, $s = \sigma_h \cdot \mu$. In condizioni non drenate si assume che l'adesione sia un'aliquota della coesione non drenata, per cui $a = \alpha c_u$ con α dipendente dalla tecnologia esecutiva del palo stesso.

In caso di terreni stratificati la resistenza laterale è la somma delle resistenze offerte dai singoli strati, calcolate a seconda della tipologia del terreno (coerente/incoerente).

Pertanto, il calcolo del palo in condizioni non drenate, per gli strati coerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione della coesione non drenata, mentre per gli strati incoerenti in funzione dell'attrito.

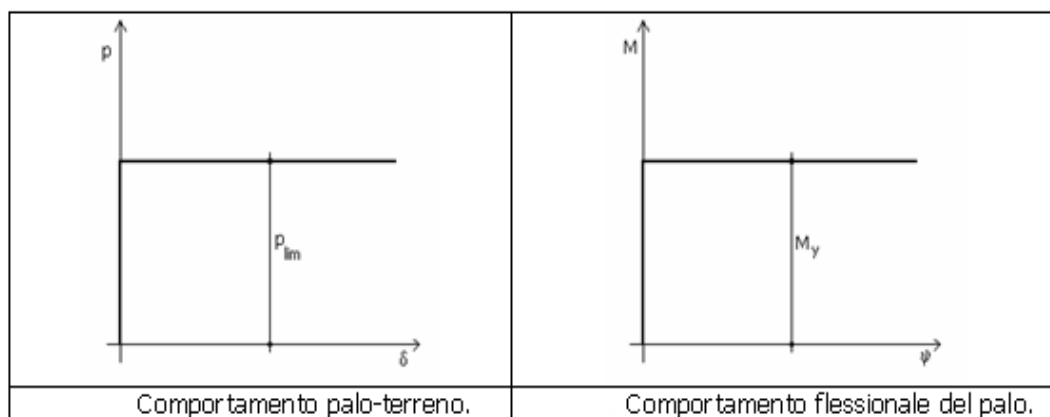
Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

Calcolo del Carico Limite Orizzontale

Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita).

Le ipotesi assunte da *Broms* sono le seguenti:

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
- forma del palo ininfluente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;
- in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa poiché il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso dello sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi verticali;
- anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore M_{plast} ovvero Momento di plasticizzazione. A questo punto nella sezione si forma una cerniera plastica ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.



La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale, necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

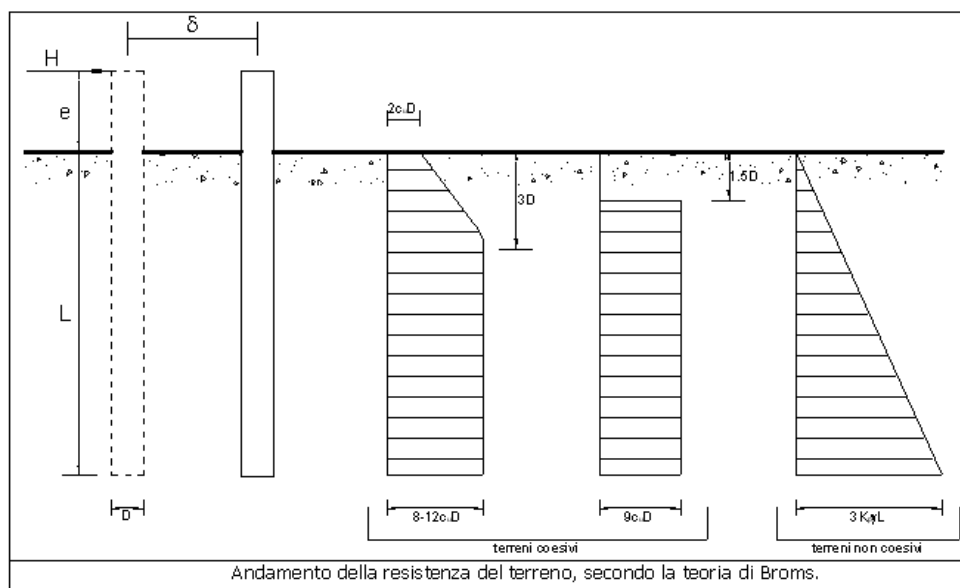
Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto).

Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che esso può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale, e dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms, si considerano separatamente i casi di:

- *terreni coesivi o coerenti (rottura non drenata);*
- *terreni non coesivi o incoerenti (rottura drenata).*



Quindi, nella fase di calcolo, occorre verificare se il meccanismo di rottura del palo è per:

- *Palo corto* \Rightarrow (plasticizzazione terreno);
- *Palo intermedio* \Rightarrow (plasticizzazione palo).
- *Palo lungo*

Nel caso di *terreni non coesivi* ($c = 0$), la teoria di **Broms** assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore $p = 0$ (in testa) fino al valore $p = 3k_p \gamma L$ (alla base), essendo k_p il coefficiente di resistenza passiva.

Per quanto riguarda i terreni **coesivi** la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di $p = 2c_u D$, cresce linearmente fino alla profondità $3D$ per poi rimanere costante e pari a $p = 8 - 12c_u D$ per tutta la lunghezza del palo. In alternativa è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore $p = 0$ fino alla profondità $1.5D$ e con valore costante e pari a $9c_u D$ per tutta la lunghezza del palo.

La teoria di Broms è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati il programma effettua un controllo sul tipo di comportamento per capire quale sia la tipologia prevalente ed i parametri meccanici medi, ed in base a ciò viene condotto il calcolo.

Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente, ed è fondamentale per il calcolo delle sezioni che si elasticizzano. Di ciò viene tenuto correttamente conto. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

7.4 – Tabella di calcolo del carico limite per fondazione indiretta

I calcoli eseguiti del carico limite della parte progettuale di fondazione indiretta è riportata nel tabulato di calcolo.

8 - CONCLUSIONI

La modellazione del suolo è stata definita a partire dalle indicazioni e dalle indagini riportate nella relazione geologica sopra richiamata. Il terreno di fondazione è modellato con un modello alla Winkler come un letto di molle elastiche.

Le verifiche eseguite in merito alla stabilità globale e locale del suolo hanno dato esito positivo sia per le parti di fondazione esistente che per quelle di progetto, pertanto la struttura risulta verificata rispetto alla crisi locale e globale in ogni sua parte sia per forze statiche che per sollecitazione sismica nel rispetto dei D.M. Min. LL. PP. 14 Gennaio 2008.

Si rilascia per gli usi consentiti dalla legge.