



**COMUNE DI CARDITO**  
Città Metropolitana di Napoli



Finanziato dall'Unione europea  
NextGenerationEU



**Italiadomani**  
PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA



MINISTERO DELL'INTERNO



## PROGETTO ESECUTIVO

**Appalto integrato sulla base del progetto di fattibilità tecnica ed economica "Smart City Napoli Nord - Piani Urbani Integrati – M5C2 – I.2.2"**

**CIG 972663946C CUP I45I22000020006 - CUP I45I22000030006**

**RTI**



**OPUS COSTRUZIONI S.P.A.**  
Capogruppo  
P.IVA 07201350639  
Via Campana 233, Pozzuoli



**ARCHIVOLTO SRL**  
Mandante  
P.IVA 07162480631  
Via O. P. Cafaro n.4, Napoli

**RTP**

**SAG ARCHITETTURA SRLS**  
P.IVA 09189081210  
Sede legale: Via Posillipo 66, Napoli

**MASCOLO INGEGNERIA SRL**  
P.IVA 08524811216

Sede legale: Via Gramsci 19, Cicciano

**ELECTA SRL**

P.IVA 04082971211

Sede legale: Via Principe di Piemonte 109, Roccarainola

**RUP**

Arch. Pasquale Imbemba

## PROGETTO STRUTTURALE - (Cardito Via Biagio Loffredo)

Relazione geotecnica e sulle fondazioni

DATA EMISS.	Aprile 2024	CODIFICA	CRD.PE.STR.R.004_01
SCALA	FORMATO	A4	

REVISIONE	DESCRIZIONE	DATA	APPROVATO DA
03			
02			
01	Integrazione rapporto di validazione	Giugno 2024	
00	Prima emissione	Aprile 2024	



## SOMMARIO

<b>STRUTTURA E MODELLAZIONE</b> .....	2
<b>DESCRIZIONE DELLE INDAGINI IN SITO</b> .....	2
<b>CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI TERRENI</b> .....	2
<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO</b> .....	3
<b>SONDAGGI DEL SITO</b> .....	3
<b>CALCOLO DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO</b> .....	5
<b>VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI</b> .....	7
<b>VERIFICA DI SCORRIMENTO</b> .....	8
<b>VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE</b> .....	8
<b>METODO DI VESIC</b> .....	9
<b>VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE FONDAZIONI SU PALI</b> .....	13
<b>VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE PALI</b> .....	13
<b>RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI</b> .....	16
<b>DEFINIZIONE DEL CARICO LIMITE DEL PALO</b> .....	16

## STRUTTURA E MODELLAZIONE

I fabbricati in progetto manifestano destinazione d'uso residenziale: pertanto si attribuisce loro una Classe d'Uso II, vale a dire "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".

La destinazione d'uso dei manufatti determina la necessità di individuare soluzioni costruttive idonee a soddisfare le restrizioni imposte per le verifiche di sicurezza, ovvero il superamento delle verifiche agli stati limite di salvaguardia della vita, oltre che delle verifiche agli stati limite di danno.

## DESCRIZIONE DELLE INDAGINI IN SITO

Le indagini eseguite in sito sono state indirizzate alla caratterizzazione del suolo di fondazione, con i conseguenti inquadramenti geologico, geomorfologico ed idrogeologico oltre alla individuazione dei parametri geotecnici ed alla caratterizzazione sismica del sito; la relazione geologica e le indagini per la caratterizzazione geosismica del sottosuolo.

Le indagini che hanno consentito di valutare i parametri fisici, fisico-meccanici, idrologici e sismici dell'area in esame hanno compreso:

- n° 1 DPSH;
- n° 1 MASW ;
- n° 1 HVSR .

## CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI TERRENI

La classificazione viene effettuata sulla base del parametro VS30 che rappresenta la velocità delle onde di taglio S riferita a 30 m di profondità è data da:

$$V_{s30} = 30 / \sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}$$

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $\gamma < 10^{-6}$ ) dello strato  $i$ -esimo, per un totale di  $N$  strati presenti nei 30 m superiori. La resistenza penetrometrica dinamica equivalente NSPT,30 è definita dall'espressione:

$$N_{SPT,30} = \sum_{i=1,M} h_i / \sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}$$

La resistenza non drenata equivalente  $c_{u,30}$  è definita dall'espressione:

$$c_{u,30} = \sum_{i=1,K} h_i / \sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}$$

Richiamando la relazione geologica, si ricava, per gli spessori rilevati e le relative velocità delle onde S, la determinazione della VS30 a partire dal piano di campagna, che è pari a:

$$V_{S30} = 30 / \sum \frac{h_i}{V_i} = 266 \text{ m/s}$$

a cui corrisponde una categoria di suolo di tipo C (Tabella 3.2.II delle NTC da D.M. 17/01/2018) ovvero:

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

La categoria topografica del sito di costruzione è assimilabile a quella denominata T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i < 15^\circ$ ) della Tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018 e quindi utilizzando i valori in Tabella 3.2.V si ha che il coefficiente di amplificazione topografica ST è pari a:

$$ST = 1.00.$$

Si riportano di seguito i risultati della prova di caratterizzazione sismica effettuata.

## CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

La caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito contiene i profili geotecnici, cioè la successione stratigrafica considerata per la progettazione (sezioni geotecniche), il regime delle pressioni interstiziali, le caratteristiche meccaniche dei terreni e tutti gli elementi significativi del sottosuolo. L'insieme di questi dati deve permettere la determinazione dei parametri geotecnici caratteristici, tramite i quali è possibile definire il modello geotecnico da inputare nella modellazione di calcolo, ovvero i parametri da attribuire ai singoli litostrati.

Nello specifico quelli utilizzati nella modellazione del sistema fondale in oggetto sono riportati nell'immagine e nelle tabelle seguenti (estrapolate dal tabulato di calcolo generato dal software), e fanno riferimento alla denominazione assegnata nella relazione geologica allegata alla presente.

## SONDAGGI DEL SITO

Vengono elencati in modo sintetico tutti i sondaggi risultanti dalle verticali di indagine condotte in sito, con l'indicazione dei terreni incontrati, degli spessori e dell'eventuale falda acquifera.

Vengono elencati in modo sintetico tutti i sondaggi risultanti dalle verticali di indagine condotte in sito, con l'indicazione dei terreni incontrati, degli spessori e dell'eventuale falda acquifera.

Nome attribuito al sondaggio: CDT

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 0, 0

Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 0

I valori sono espressi in cm

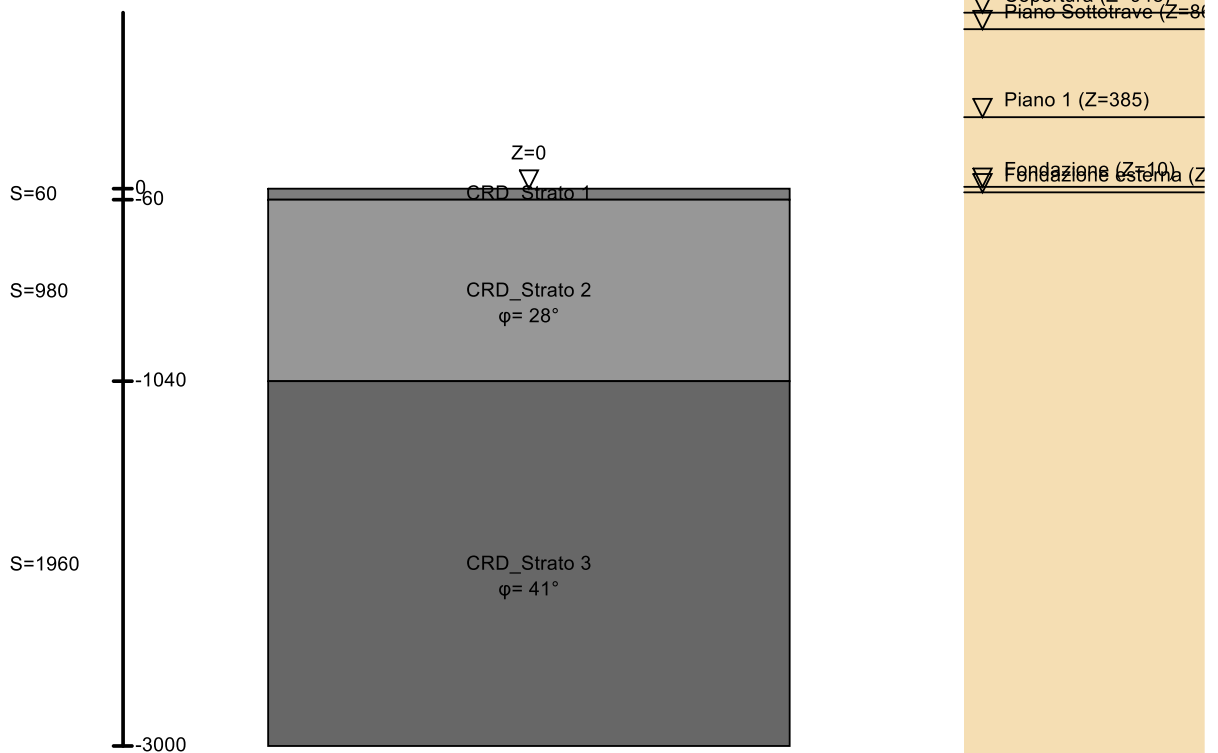


Immagine: CDT

### Stratigrafie

**Terreno:** terreno mediamente uniforme presente nello strato.

**Sp.:** spessore dello strato. [cm]

**Liqf:** indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla



verifica condotta a fine calcolo solutore.

**Kor,i**: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Kor,s**: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Kve,i**: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Kve,s**: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Eel,s**: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Eel,i**: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Eed,s**: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Eed,i**: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**CC,s**: coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CC,i**: coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CR,s**: coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CR,i**: coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**E0,s**: indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

**E0,i**: indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

**OCR,s**: indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

**OCR,i**: indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
CRD_Strato_1	60	No	0.9	0	1	1	399	399	297	297	0	0	0	0	0	0	1	1
CRD_Strato_2	980	No	5.2	0.3	1	1	245	245	180	180	0	0	0	0	0	0	1	1
CRD_Strato_3	1960	No	60	20.8	3	3	585	585	435	435	0	0	0	0	0	0	1	1

**Descrizione**: descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Fonte**: origine dei dati dell'elemento.

**Natura geologica**: natura geologica del terreno (granulare, coesivo, roccia).

**Coesione (c')**: coesione efficace del terreno. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Coesione non drenata (Cu)**: coesione non drenata (Cu), per terreni eminentemente coesivi (argille). [daN/cm<sup>2</sup>]

**Angolo di attrito interno φ**: angolo di attrito interno del terreno. [deg]

**Angolo di attrito di interfaccia δ**: angolo di attrito all'interfaccia tra terreno-cls. [deg]

**Coeff. α di adesione della coesione (0;1)**: coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cls, compreso tra 0 ed 1. Il valore è adimensionale.

**Coeff. di spinta K0**: coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

**γ naturale**: peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [daN/cm<sup>3</sup>]

**γ saturo**: peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/cm<sup>3</sup>]

**E**: modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/cm<sup>2</sup>]

**v**: coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

**Qualità roccia RQD (0;1)**: rock quality degree. Indice di qualità della roccia, assume valori nell'intervallo (0;1). Il valore è adimensionale.

Descrizione	Natura geologica	Coesione (c')	Coesione non drenata (Cu)	Angolo di attrito interno φ	Angolo di attrito di interfaccia δ	Coeff. α di adesione della coesione (0;1)	Coeff. di spinta K0	γ naturale	γ saturo	E	v	Qualità roccia RQD (0;1)
CRD_Strato 1	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	35	23	1	0.43	0.002	0.002	399	0.3	0
CRD_Strato 2	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	28	18	1	0.53	0.0018	0.002	245	0.3	0
CRD_Strato 3	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	41	27	1	0.34	0.00185	0.00215	585	0.3	0



## CALCOLO DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO

Il coefficiente di reazione del terreno è per definizione il rapporto tra il carico e il cedimento, e pertanto è evidente che esso non risulta essere una proprietà intrinseca del terreno. Per valutare tale coefficiente bisogna quindi essere a conoscenza del cedimento fatto registrare dalla fondazione in esame sotto i relativi carichi. Tuttavia, un approccio razionale al problema consiste nel calcolare il valore del suddetto coefficiente con prove di carico su piastre standard di forma quadrata o circolare con lato o diametro di 30 cm; in genere a tale valore si assegna il simbolo  $k_1$ . Avendo in tal caso fissato la forma e le dimensioni della piastra, il valore  $k_1$  dipende solo dalle caratteristiche del terreno di fondazione per cui ha senso per esso assumere valori tipici, dipendenti solo dal tipo di terreno. Tali valori tipici di  $k_1$  sono elencati nelle tabelle seguenti.

Tipo di sabbia	Stato di addensamento		
	Sciolto	Medio	Denso
Campo	7÷20	20÷100	100÷350
Non satura / Valore consigliato	15	50	175
Satura / Valore consigliato	10	30	110

Valori tipici di  $k_1$  [N/cm<sup>3</sup>] per terreni incoerenti, relativi ad una piastra di diametro  $b=30$ cm

Consistenza	Compatta ( $c_u=50÷100$ kPa)	Molto compatta ( $c_u=100÷200$ kPa)	Dura ( $c_u>200$ kPa)
Campo	18÷35	35÷70	> 70
Valore consigliato	25	50	100

Valori tipici di  $k_1$  [N/cm<sup>3</sup>] per terreni coesivi, relativi ad una piastra di diametro  $b=30$ cm

Nel campo di profondità di interesse per una fondazione diretta, un terreno coesivo può essere assimilato ad un mezzo elastico omogeneo per il quale risulta:

$$k = k_1 \frac{b}{1.5 \cdot B}$$

Un terreno incoerente invece, ai fini del calcolo dei cedimenti, può essere assimilato ad un "mezzo alla Gibson" per il quale risulta:

$$k = k_1 \left( \frac{B + b}{2B} \right)^2$$

Tuttavia, nel caso in esame, con l'ausilio del software di calcolo utilizzato, si è fatto riferimento alla formulazione di Vesic, in cui la costante di sottofondo è direttamente proporzionale al modulo elastico del suolo ed inversamente proporzionale al lato della fondazione.

Nello specifico per le travi viene calcolata usando la forma semplificata, valida per travi di lunghezza infinita:

$$k = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2)}$$

Il valore così calcolato viene corretto con un fattore di forma alla Terzaghi, vale a dire  $k^* = k \cdot (m + 0.5) / (1.5 \text{ m})$ , dove  $m$  è il rapporto tra i lati.

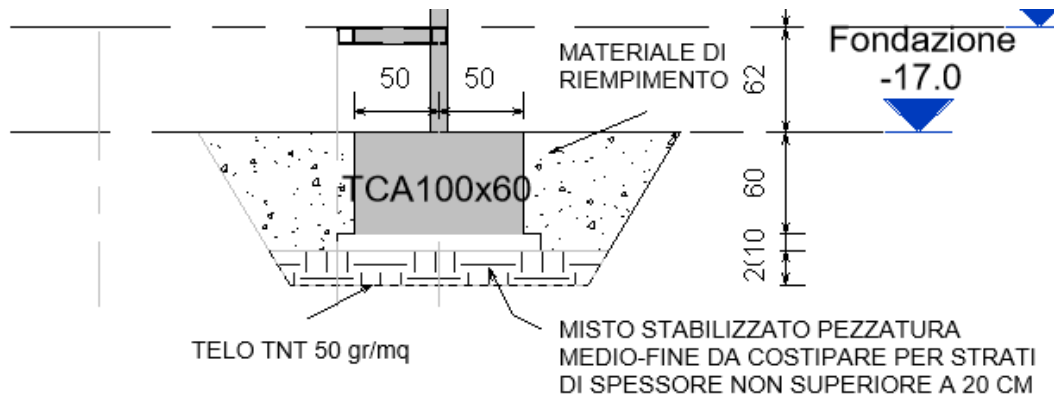
Per le piastre invece, si considera la media dei valori calcolati, con la medesima relazione, nelle due direzioni:

$$k = 0.65 \sqrt{\frac{E_s \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2)}$$

in cui:

- $k$  = costante di sottofondo alla Winkler [F/L<sup>3</sup>];
- $E_s$  = modulo elastico del suolo [F/L<sup>2</sup>] (valore medio pesato sullo spessore degli strati interessati dal bulbo efficace);
- $\mu$  = modulo di Poisson del suolo (valore medio pesato sullo spessore degli strati interessati dal bulbo efficace);
- $B$  = dimensione della base di fondazione [L];
- $E_f$  = modulo elastico del materiale della fondazione [F/L<sup>2</sup>];
- $I_f$  = modulo di inerzia della fondazione (nel senso longitudinale) [L<sup>4</sup>]

Considerando le caratteristiche del sistema terreno-fondazione in parola, evince una costante di sottofondo pari a **1 daN/cm<sup>3</sup>**.



Prima del getto del magrone andrà effettuata una prova di carico su piastra per verificare la congruità con i parametri geotecnici assunti ( $k_w \geq 1 \text{ daN/cm}^3$ ) vale a dire dovrà risultare dalla prova  $k_{1(\text{piastra } 30 \text{ cm})} \geq 3 \text{ daN/cm}^3$ .

## VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le Norme Tecniche per le Costruzioni recentemente introdotte si basano sui principi generali degli Eurocodici, prevedendo quindi un calcolo agli stati limite, anche per l'ambito geotecnico. Tale approccio prevede di studiare molteplici situazioni di stato limite, applicando i coefficienti parziali di sicurezza del caso.

Esistono gruppi di coefficienti parziali sulle azioni o effetto delle azioni (gruppo A), sulle resistenze caratteristiche dei materiali (gruppo M) e sulle resistenze caratteristiche specifiche di determinate opere (gruppo R).

Le verifiche di sicurezza per il sistema di fondazione adottato sono state eseguite nel rispetto del punto 6.4 del D.M. Infrastrutture 17/01/2018. In particolare, si sono eseguite verifiche sia agli stati limite ultimi (SLU) che agli stati limite di esercizio (SLE). Per gli SLU le verifiche sono state effettuate nei confronti dei seguenti stati ultimi:

### SLU di tipo geotecnica (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.

### SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 dell'Approccio 1: (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la Combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali



Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Le verifiche sono soddisfatte quando risulta [relazione 6.2.1 - NTC]:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  sono le azioni agenti mentre  $R_d$  è la sommatoria delle reazioni alle stesse, poste in gioco in funzione della resistenza.

### VERIFICA DI SCORRIMENTO

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale. Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale. Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto ( $R_d$ ) e quelle instabilizzanti ( $E_d$ ):

dove:

$N$  = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;

$T_x, T_y$  = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;

$\tan(\varphi)$  = coefficiente di attrito terreno-fondazione;

$c_a$  = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una frazione;

$B, L$  = dimensioni della fondazione;

$\alpha$  = fattore di riduzione della spinta passiva;

$S_p$  = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;

$\gamma_{Rs}$  = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento  $FS=R_d/E_d$  sia non minore di un prefissato limite.

### VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento. Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto ( $R_d$ ) con la sollecitazione di progetto ( $E_d$ ), la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo.

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione ( $R_d$ ) ed il carico agente ( $E_d$ ), sia non minore di un prefissato limite. La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno.

Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato. La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Vesic, che viene descritto nei paragrafi successivi.

## METODO DI VESIC

La capacità portante valutata attraverso la formula di Vesic risulta, nel caso generale:

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

nel caso di terreno eminentemente coesivo ( $\varphi = 0$ ) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

- $\gamma'$  = peso di volume efficace dello strato di fondazione;
- $B$  = larghezza efficace della fondazione ( $B = B_f - 2e$ );
- $L$  = lunghezza efficace della fondazione ( $L = L_f - 2e$ );
- $c$  = coesione dello strato di fondazione;
- $c_u$  = coesione non drenata dello strato di fondazione;
- $q$  = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;
- $N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;
- $s_c, s_q, s_\gamma$  = fattori di forma della fondazione;
- $d_c, d_q, d_\gamma$  = fattori di profondità del piano di posa della fondazione;
- $i_c, i_q, i_\gamma$  = fattori di inclinazione del carico;
- $b_c, b_q, b_\gamma$  = fattori di inclinazione della base della fondazione;
- $g_c, g_q, g_\gamma$  = fattori di inclinazione del piano campagna.

Nel caso di piano di campagna inclinato ( $\beta > 0$ ) e  $\varphi = 0$ , Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine:  $0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$  con  $N_\gamma = -2 \cdot \text{sen } \beta$

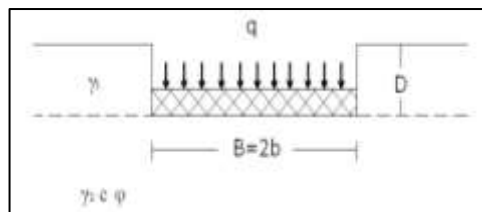
Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$\begin{aligned}
 N_c &= (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \phi; & N_q &= \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \operatorname{tg} \phi)}; & N_\gamma &= 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg} \phi \\
 s_c &= 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; & s'_c &= 0.2 \cdot \frac{B}{L}; & s_q &= 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg} \phi; & s_\gamma &= 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \\
 d_c &= 1 + 0.4 \cdot k; & d'_c &= 0.4 \cdot k; & d_q &= 1 + 2 \cdot k \cdot \operatorname{tg} \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; & d_\gamma &= 1 \\
 i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; & i'_c &= \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}; & i_q &= \left( 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg} \phi} \right)^m; \\
 & & i_\gamma &= \left( 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg} \phi} \right)^{m+1} \\
 g_c &= 1 - \frac{\beta^n}{147^n}; & g'_c &= \frac{\beta^n}{147^n}; & g_q &= (1 - \operatorname{tg} \beta)^2; & g_\gamma &= g_q \\
 b_c &= 1 - \frac{\eta^n}{147^n}; & b'_c &= \frac{\eta^n}{147^n}; & b_q &= (1 - \eta \cdot \operatorname{tg} \phi)^2; & b_\gamma &= b_q \\
 k &= \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); & k &= \operatorname{arctg} \left( \frac{D}{B_f} \right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1); & m &= \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}
 \end{aligned}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

- $\phi$  = angolo di attrito dello strato di fondazione;
- $c_a$  = aderenza alla base della fondazione;
- $n_u$  = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ( $n_u = 0$  se orizzontale);
- $\beta$  = inclinazione del pendio;
- $H$  = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;
- $V$  = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;
- $D$  = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna.

Si riporta di seguito un estratto della verifica al carico limite unitario delle fondazioni dirette esaminate. A vantaggio di sicurezza, si adopera la formula trinomia di Terzaghi, rimandando al tabulato di calcolo allegato per tutti gli approfondimenti del caso.



$$q_{\lim} = N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

in cui  $\gamma_1 \cdot D$  corrisponde al sovraccarico relativo al terreno compreso tra il piano di posa della fondazione ed il piano campagna, cioè il terreno compreso tra 0 e D avente peso dell'unità di volume pari a  $\gamma_1$ . I termini  $c$  e  $\gamma_2$  sono rispettivamente la coesione ed il peso specifico dell'unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa delle fondazioni.  $B$  è la larghezza della fondazione e nel caso specifico trovandoci di fronte ad una platea, si è fatto riferimento per la determinazione del  $q_{\lim}$  ad una porzione della stessa avente larghezza pari a 100 cm.

I coefficienti  $N_q$ ,  $N_c$  e  $N_\gamma$  sono tre coefficienti funzione dell'angolo d'attrito del terreno  $\phi$ .

$$N_q = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg} \phi} \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \phi \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg} \phi$$

Nel caso specifico dello **Stazionamento**, assumendo cautelativamente:  $\varphi=35^\circ$ ,  $c=0$  daN/cm<sup>2</sup>,  $D=50$  cm,  $B=100$  cm,  $\gamma_1=0.002$  daN/cm<sup>3</sup>,  $\gamma_2=0.002$  kN/cm<sup>3</sup> si ha:

$$q_{lim} = 33.29 * 50 * 0.002 + 48.02 * 0.002 * \left(\frac{100}{2}\right) = 8.13 \text{ daN/cm}^2$$

Utilizzando l'approccio 2 è possibile adottare un coefficiente di sicurezza sul meccanismo pari a 2,30; pertanto il carico limite di progetto vale:

$$q_{d,lim} = \frac{q_{lim}}{2.30} = 3.53 \text{ daN/cm}^2$$

Dalle analisi sismiche e statiche condotte risulta una compressione estrema massima pari a 0.42 daN/cm<sup>2</sup> (colore azzurro); pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

$$q_{lim,d} = 3.53 \text{ daN/cm}^2 > q_{es.} = 0.45 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

Nel caso specifico della **Fermata Bus**, assumendo cautelativamente:  $\varphi=35^\circ$ ,  $c=0$  daN/cm<sup>2</sup>,  $D=60$  cm,  $B=100$  cm,  $\gamma_1=0.00200$  daN/cm<sup>3</sup>,  $\gamma_2=0.00200$  kN/cm<sup>3</sup> si ha:

$$q_{lim} = 33.29 * 60 * 0.00200 + 48.02 * 0.00200 * \left(\frac{100}{2}\right) = 8.80 \text{ daN/cm}^2$$

Utilizzando l'approccio 2 è possibile adottare un coefficiente di sicurezza sul meccanismo pari a 2,30; pertanto il carico limite di progetto vale:

$$q_{d,lim} = \frac{q_{lim}}{2.30} = 3.83 \text{ daN/cm}^2$$

Dalle analisi sismiche e statiche condotte risulta una compressione estrema massima pari a: 0.28 daN/cm<sup>2</sup>; pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

$$q_{lim,d} = 3.83 \text{ daN/cm}^2 > q_{es.} = 0.28 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

Si riporta di seguito la distribuzione delle pressioni massime al suolo.

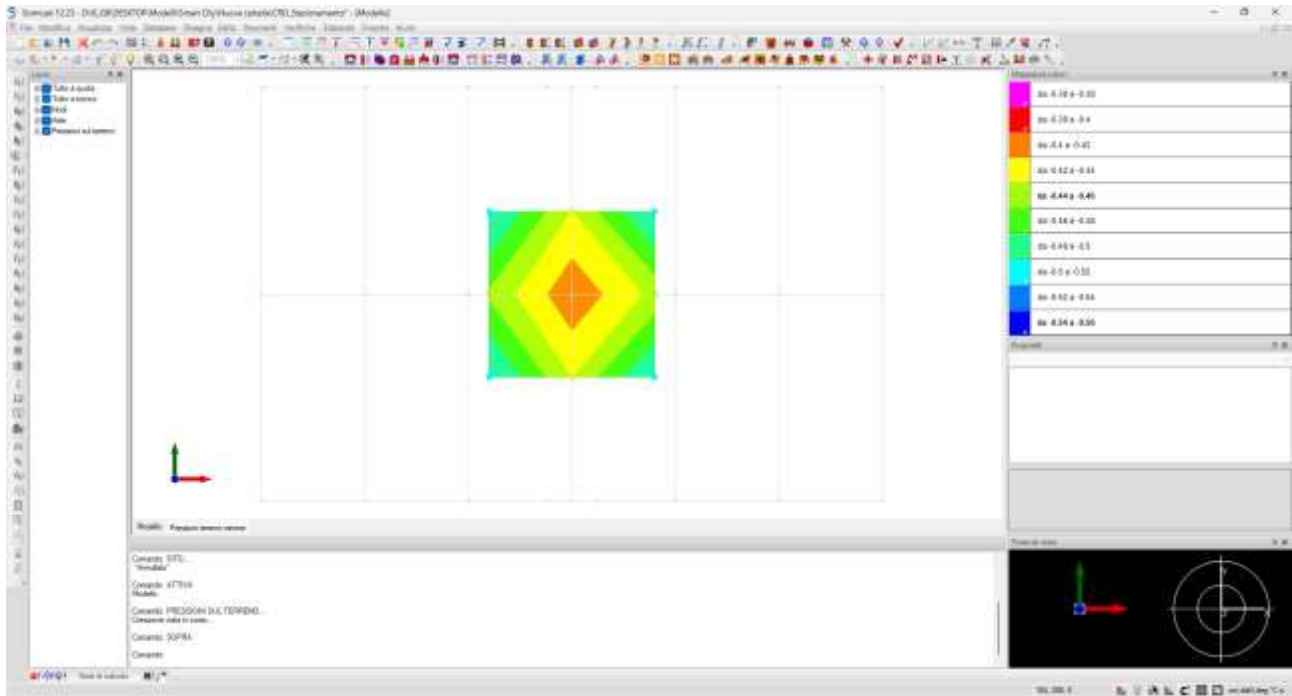


Figura 1. Pressioni massime in fondazione Stazionamento

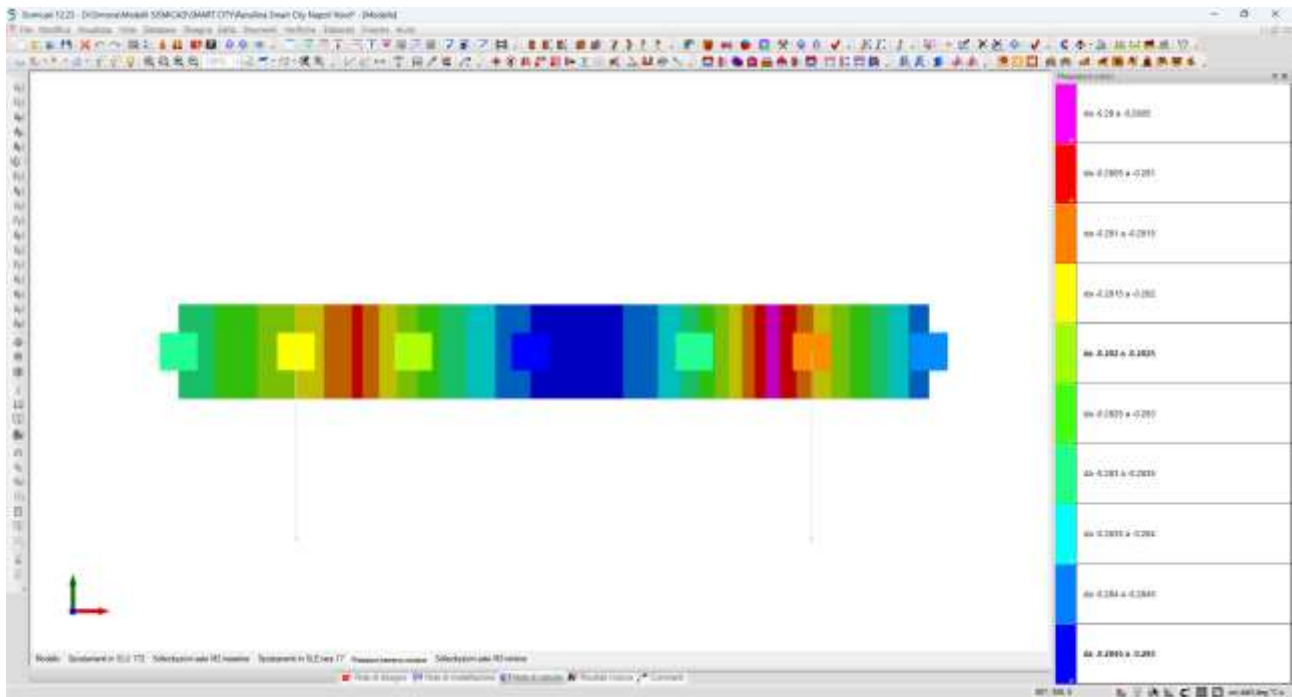


Figura 2. Pressioni massime in fondazione Fermata bus

## VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE FONDAZIONI SU PALI

Per quanto riguarda invece le **fondazioni su pali**, le verifiche sono state effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

### - SLU di tipo geotecnica (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;

### - SLU di tipo strutturale (STR)

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

La verifica di stabilità globale è stata effettuata secondo l'Approccio 1 in combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali. Le rimanenti verifiche sono state effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II seguendo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3). Nelle verifiche nei confronti degli SLU di tipo strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Per la determinazione dei carichi e delle resistenze di progetto si sono considerati i seguenti coefficienti parziali:

**Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

\* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

## VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE PALI

La verifica di capacità portante del palo viene eseguita raffrontando la portanza di progetto ( $R_d$ ) con la sollecitazione di progetto ( $E_d$ ), valutata come sforzo normale agente alla sommità del palo, compreso il peso proprio del palo.

La portanza di progetto ( $R_d$ ) è pari alla portanza verticale calcolata, mediante una formulazione analitica, divisa per opportuni fattori di sicurezza parziali.

La portanza verticale complessiva calcolata è data dalla somma del contributo laterale + punta, o del solo contributo laterale nel caso di palo in trazione.

La capacità portante laterale viene calcolata con una formulazione statica, in funzione della coesione e dell'attrito laterale dei terreni incontrati lungo il fusto del palo, valutata nel punto medio di ciascuno strato omogeneo presente. Il valore complessivo laterale è data dalla sommatoria:

$$P_v = \sum_i (\alpha \cdot c + k_0 \cdot p_v \cdot \tan \varphi) \cdot S_i$$

dove si sono indicati con:

$k_0$  = coefficiente di spinta a riposo dell'i-esimo terreno della stratigrafia

$p_v$  =  $\sum \gamma_i \cdot h_i$  la pressione litostatica verticale efficace nel punto di calcolo

- $p_o$  =  $k_o \cdot p_v$  la pressione litostatica orizzontale efficace nel punto di calcolo  
 $c, \gamma$  = coesione e angolo di attrito interno dell'i-esimo terreno  
 $\alpha$  = coefficiente di adesione della coesione all'interfaccia terreno-pali (tra 0.5÷0.8)  
 $D$  = diametro di perforazione del palo  
 $S_i$  = superficie laterale dell'i-esimo tratto di calcolo ( $P_i \cdot D \cdot h_i$ )

La capacità portante di punta del palo viene presa pari al prodotto tra la pressione limite di rottura in punta palo, dichiarata espressamente o calcolata con formule analitiche di letteratura, e l'area della punta del palo. Nei pali in cui si è calcolata la pressione limite con formule analitiche in funzione della stratigrafia sottostante la punta del palo, questa viene calcolata utilizzando la formulazione proposta da Vesic per la capacità portante alla punta dei pali. Con tale formulazione i fattori di capacità portante sono:

$$N'_q = \frac{3e^{(\pi/2 - \phi)\tan\phi}}{3 - \sin\phi} \cdot \left[ \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \right]^2 \cdot I_{rr} \left[ \frac{4 \sin\phi}{3(1 + \sin\phi)} \right]$$
$$N'_c = (N'_q - 1) \cdot \cot\phi$$

L'indice di rigidezza ridotto  $I_{rr}$  tiene conto della deformazione volumetrica  $\varepsilon_v$  raggiunta dal terreno in condizioni prossime alla rottura e riduce l'indice di rigidezza  $I_r$  teorico. Secondo la formulazione proposta da Vesic quest'ultimo è pari al rapporto tra modulo di elasticità tangenziale  $G$  e resistenza al taglio del terreno (Fondazioni, J.E.Bowles).

$$I_r = \frac{G}{c + q \cdot \operatorname{tg}\phi}$$
$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \varepsilon \cdot I_r}$$

Il valore di portanza alla punta è quindi:

$$P_{pw} = A_p \cdot [c \cdot N'_c + \eta \cdot q \cdot (N'_q - 1)]$$

dove si sono indicati con:

- $A_p$  = area della punta del palo  
 $c, \phi$  = coesione e angolo di attrito interno del terreno sottostante la punta  
 $\eta$  = coefficiente indicato da Vesic, dato da:  $(1 + 2 \cdot K_0)/3$   
 $q$  = sforzo verticale efficace (pressione geostatica) agente alla profondità della punta

A favore di sicurezza tale formulazione trascura il termine  $N'_q$  e considera il peso proprio del palo. In condizioni non drenate ( $c = c_u$  e  $\phi = 0$ ) il termine  $N'_q$  diventa pari a 1, mentre il termine  $N'_c$  viene assunto pari all'usuale valore (9) utilizzato per pali. In tali condizioni la portanza alla punta si semplifica in:

$$P_{pw} = A_p \cdot [9 \cdot c_w]$$

Per la determinazione dei coefficienti  $k, \mu, \alpha$  e  $N_q$  s'è fatto esplicito riferimento alle indicazioni riportate nelle Raccomandazioni A.G.I. sui pali di fondazione, di seguito riportate.

Valori di  $k$  e  $\mu$ , per terreni granulari:

Tipo di palo		Valori di k	Valori di u
BATTUTO	Acciaio	0.5 + 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 + 2	tg (3/4 v')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 + 3	tg v'
TRIVELLATO		0.4 + 0.7 (*)	tg v'

(\*) Decrescente con la profondità.

Valori di  $\alpha$  per terreni coesivi:

Materiale		$e_u$ (kPa)	$q_a$	$q_{amax}$ (kPa)
PALI TRIVELLATI	CLS	< 25	$e_u$	120
		25 + 50	0,85 $e_u$	
		50 + 75	0,65 $e_u$	
		≥ 75	0,50 $e_u$	
	ACCIAIO	< 25	$e_u$	100
		25 + 50	0,80 $e_u$	
50 + 75		0,65 $e_u$		
≥ 75	0,50 $e_u$			
TRIVELLATI	CLS	< 25	0,90 $e_u$	100
		25 + 50	0,80 $e_u$	
		50 + 75	0,60 $e_u$	
		≥ 75	0,40 $e_u$	

Come consentito al paragrafo 6.4.3.1.1 del D.M. 2018 il calcolo della capacità portante è stato effettuato riferendosi ai risultati delle prove in sito.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione riportati nella tab.6.4.IV in funzione del numero di verticali indagate.

Nello specifico si ha:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{medio}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{medio}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nelle verifiche verrà utilizzato i fattori di correlazione relativo a una verticale di indagine, facendo riferimento alle resistenze minime calcolate ( $\xi_3=1.70$ ).



## RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza dei pali soggetti ai carichi trasversali si applicano i coefficienti parziali  $\gamma_T$  della tab 6.4.VI.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Il calcolo della capacità portante di un palo soggetto ad un carico orizzontale è condotto applicando la teoria di Broms (1964), considerando lo schema di palo vincolato in testa in terreno incoerente soggetto ad un carico orizzontale.

Secondo la teoria di Broms, lo stato tenso-deformativo del complesso palo terreno sotto azioni orizzontali, si presenta come un problema tridimensionale per la cui soluzione è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative:

il terreno è omogeneo;

il comportamento dell'interfaccia palo-terreno è di tipo rigido-perfettamente plastico;

la forma del palo è ininfluente, l'interazione palo-terreno è determinata dalla dimensione caratteristica  $d$  della sezione del palo (diametro) misurata normalmente alla direzione del movimento;

il palo ha un comportamento rigido-perfettamente plastico, ovvero si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

L'ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione  $M_y$  del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua per un tratto di lunghezza non definita con momento costante.

La verifica viene soddisfatta se viene rispettata la seguente condizione:  $E_d < H_d$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione esterna calcolata applicando i coefficienti parziali  $\gamma_g$  e  $\gamma_Q$  alle azioni agenti, mentre  $H_d$  è il valore di progetto della resistenza del terreno.

### DEFINIZIONE DEL CARICO LIMITE DEL PALO

Si individuano due tipologie di palo di fondazione; si riporta di seguito, per essi, la definizione del carico limite ottenuto come sommatoria del contributo alla portanza laterale e dell'analogo alla punta, ricavati in funzione della stratigrafia precedentemente definita.

$$\text{PALO } \Phi 600, L=12 \text{ m} \quad q_{lim} = q_{lim,l} + q_{lim,p} = 71976 + 125273 = 197249 \text{ daN} = 197.2 \text{ ton}$$

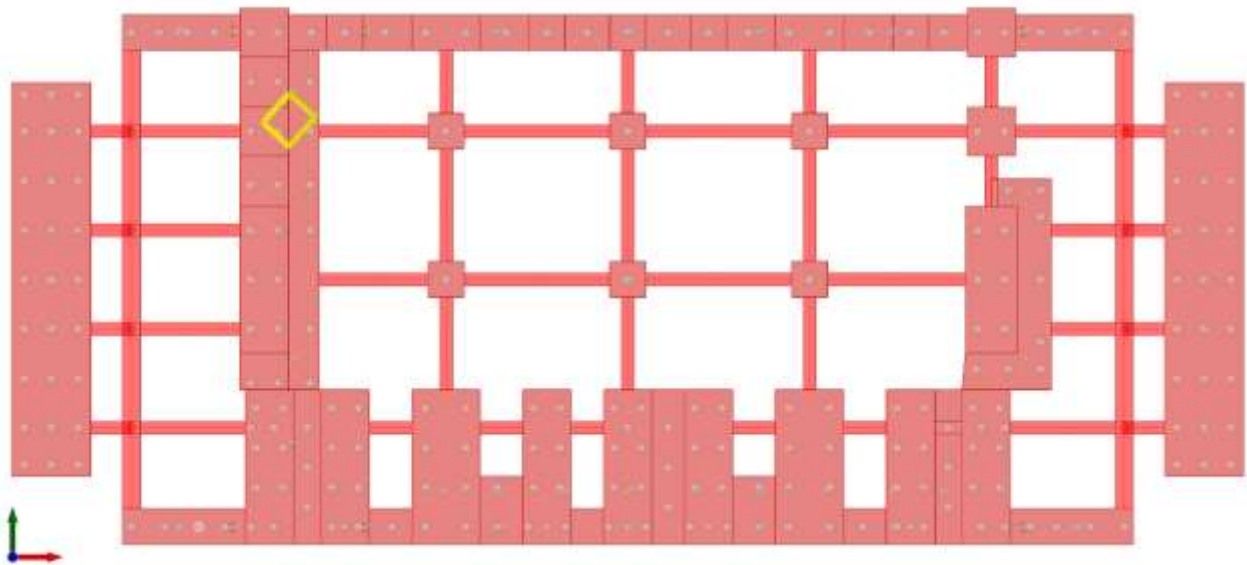


Figura 3. Fondazioni globali (nuovo+esistente)

Chiaramente il carico limite è esplicitato anche nei tabulati di calcolo, anche se in questi ultimi si riscontrano i valori della portanza riferibili alle verifiche, ovvero correttamente ridotti mediante i fattori di sicurezza, che nel caso delle fondazioni profonde sono due, in quanto oltre un primario fattore di correlazione della resistenza caratteristica dei pali in base al numero di verticali indagate  $\xi$ , deducibile dal §6.4.3.1.1 delle vigenti NTC 2018 e più in dettaglio dalla tabella 6.1.IV, si applicano i coefficienti parziali  $\gamma_R$ , anch'essi riportati nel paragrafo citato e più specificatamente nella tabella 6.4.II, che si esplicitano di seguito:

$$\begin{aligned}\xi &= 1.70 \\ \gamma_{R,p} &= 1.35 \\ \gamma_{R,l} &= 1.15\end{aligned}$$

per cui si deduce un carico limite di progetto, riportato nei rispettivi tabulati in corrispondenza delle verifiche di capacità portante dei singoli pali, nella condizione più sfavorevole (BREVE TERMINE) rispettivamente pari a:

$$\text{PALO } \Phi 600, L=12 \text{ m} \quad q_{lim} = q_{lim,l,d} + q_{lim,p,d} = 36816 + 54585 = 91401 \text{ daN} = 91.4 \text{ ton}$$

La verifica per carico limite pertanto risulta essere soddisfatta risultando quanto di seguito riportato:

$$\text{PALO } \Phi 600, \quad Q_{max} = 51.1 \text{ ton} < Q_{lim} = 91.4 \text{ ton} \quad \text{SLU } 658^*$$

\* Per le combinazioni si faccia riferimento ai relativi tabulati di calcolo allegati alla presente.

Pertanto, ai fini della portanza verticale, il minimo coefficiente di sicurezza può esplicitarsi come:

$$\text{c.s.} = 91.4/51.1 = 1,78$$