



PROGETTO DEFINITIVO

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 Imbema

PROGETTO STRUTTURALE - (Cardito Via Biagio Loffredo) RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

DATA EMISS.	Dicembre 2023		CODIFICA	CRD.PD.STR.R.004
SCALA	-	FORMATO A4		

REVISIONE	DESCRIZIONE	DATA	APPROVATO DA
03			
02			
01			
00	prima emissione	Dicembre 2023	



Italiadomani
PROGETTO NAZIONALE DI INFRASTRUTTURE E RESILIENZA



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU

SOMMARIO

PREMESSA	2
DESCRIZIONE DELL'OPERA	2
STRUTTURA E MODELLAZIONE	2
DESCRIZIONE DELLE INDAGINI IN SITO	3
CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI TERRENI	3
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	3
SONDAGGI DEL SITO	4
TERRENI	5
CALCOLO DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	5
VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE FONDAZIONI	7

PREMESSA

La presente relazione ha lo scopo di fornire tutte le indicazioni necessarie alla lettura degli elaborati di calcolo, sviluppati per la progettazione, il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali in fondazione per strutture nel comune di **CARDITO (NA) in via B. Loffredo**.

Si riportano di seguito alcune foto aeree per l'individuazione dell'area oggetto dell'intervento.



DESCRIZIONE DELL'OPERA

Lo scopo di tale opera consiste nella realizzazione di opere di fondazioni per strutture destinate alla **Fermata del Bus, Palazzetto dello Sport e Stazionamento del Bus**.

Per la Fermata del Bus, l'opera consiste nella realizzazione di una fondazione di tipo superficiale, realizzata con un'unica soletta in c.a., con spessore 30cm, armate con ferri $\varnothing 14/20$ sup. e inf.

Le fondazioni del Palazzetto dello Sport sono di tipo indiretto costituite da plinti e platee su pali, in parte esistenti.

Mentre per la realizzazione dello Stazionamento del Bus, l'opera consiste nella realizzazione di una trave di fondazione 250x60, armata con $\varnothing 16/20$ sup. e inf. con rete intermedia $\varnothing 16/40$.

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 $g < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori. La resistenza penetrometrica dinamica equivalente NSPT₃₀ 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.

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

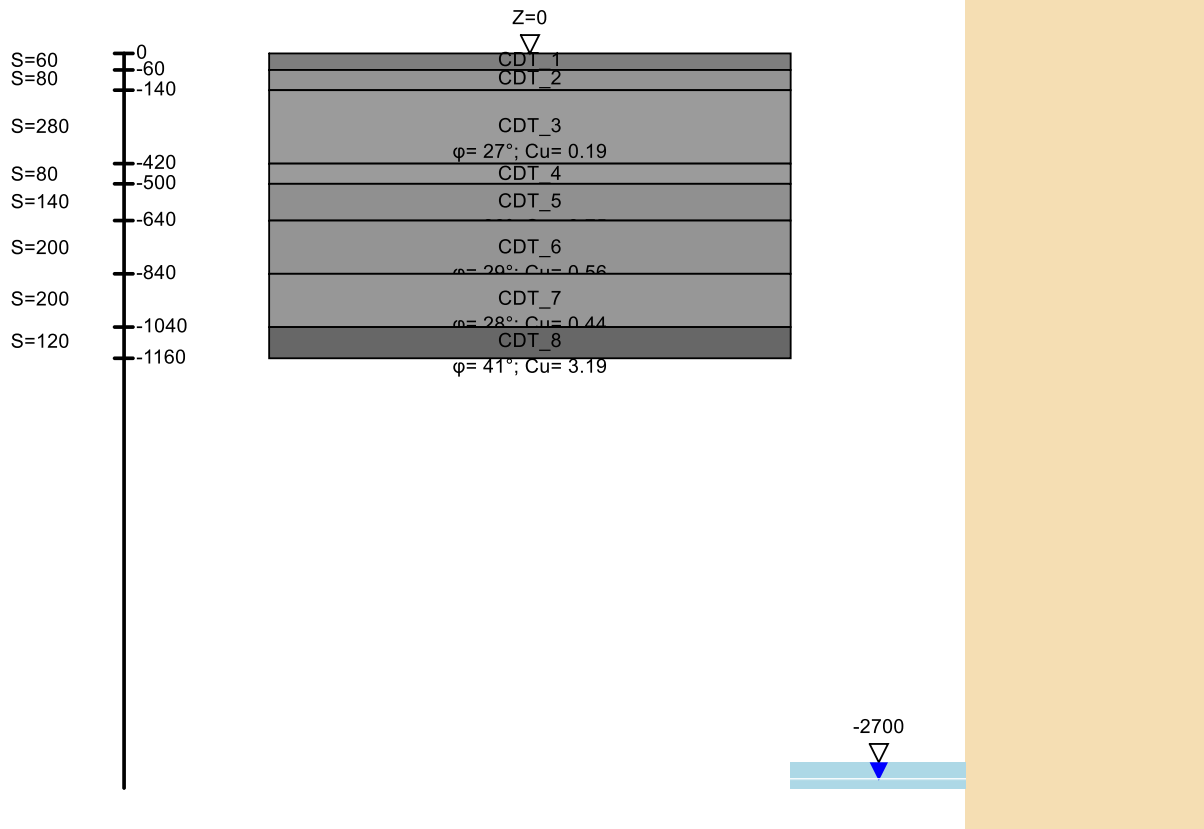


Immagine: CDT

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/cm³]

Kor,s: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kve,i: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kve,s: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Eel,s: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eel,i: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eed,s: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eed,i: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

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
CDT 1	60	No	1	1	1	1	399	399	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
CDT 2	80	No	1	1	1	1	245	245	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
CDT 3	280	No	1	1	1	1	214	214	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
CDT 4	80	No	1	1	1	1	222	222	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
CDT 5	140	No	1	1	1	1	284	284	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
CDT 6	200	No	1	1	1	1	261	261	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
CDT 7	200	No	1	1	1	1	245	245	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
CDT 8	120	No	1	1	1	1	585	585	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1

Falde acquifere

Profondità: profondità della superficie superiore della falda dalla quota del punto di riferimento. [cm]

Carico piezometrico: carico piezometrico rispetto alla superficie superiore, 0 per falde freatiche. [cm]

Spessore: spessore dell'acquifero.

Profondità	Carico piezometrico	Spessore
2700	0	Fino in fondo

TERRENI

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/cm²]

Coesione non drenata (Cu): coesione non drenata (Cu), per terreni eminentemente coesivi (argille). [daN/cm²]

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-cla. [deg]

Coeff. α di adesione della coesione (0;1): coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cla, 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/cm³]

γ saturo: peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/cm³]

E: modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/cm²]

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	Fonte	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)
Ghiaia		Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	38	25	1	0.38	0.00195	0.00215	900	0.3	0
CDT 1		Generico	0	1.69	35	23	1	0.42	0.002	0.002	399	0.3	0
CDT 2		Generico	0	0.44	29	19	1	0.52	0.0019	0.0019	245	0.3	0
CDT 3		Generico	0	0.19	27	18	1	0.55	0.00186	0.00186	214	0.3	0
CDT 4		Generico	0	0.25	27	18	1	0.55	0.00187	0.00187	222	0.3	0
CDT 5		Generico	0	0.75	30	20	1	0.5	0.00194	0.00194	284	0.3	0
CDT 6		Generico	0	0.56	29	19	1	0.52	0.00192	0.00192	261	0.3	0
CDT 7		Generico	0	0.44	28	18	1	0.53	0.0019	0.0019	245	0.3	0
CDT 8		Generico	0	3.19	41	27	1	0.34	0.00215	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 k1. Avendo in tal caso fissato la forma e le dimensioni della piastra, il valore k1 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 k1 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/cm³] 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/cm³] 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:

$$k = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2)}$$

in cui:

- k = costante di sottofondo alla Winkler [F/L³];
- E_s = modulo elastico del suolo [F/L²] (valore medio pesato sullo spessore degli strati interessati dal bulbo efficace);
- μ = 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/L²];
- I_f = modulo di inerzia della fondazione (nel senso longitudinale) [L⁴]

Considerando le caratteristiche del sistema terreno-fondazione in parola, evince una costante di sottofondo pari a **1 daN/cm³**.

VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE FONDAZIONI

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

- **SLU di tipo geotecnica (GEO)**
 - o collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - o collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - o collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - o stabilità globale;
- **SLU di tipo strutturale (STR)**
 - o raggiungimento della resistenza dei pali;
 - o 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 γ_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 γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{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, γ = coesione e angolo di attrito interno dell' i -esimo terreno
 α = 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:

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

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} tiene conto della deformazione volumetrica ε_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).

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

Il valore di portanza alla punta è quindi:

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

dove si sono indicati con:

- A_p = area della punta del palo
 c, ϕ = coesione e angolo di attrito interno del terreno sottostante la punta
 η = 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:

$$P_{pu} = A_p \cdot [9 \cdot c_u]$$

Per la determinazione dei coefficienti k , μ , α 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 μ , per terreni granulari:

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

(*) Decrescente con la profondità.

Valori di α per terreni coesivi:

Materiale		c_u (kPa)	q_a	$q_{a,max}$ (kPa)
PALI INFISSI	CLS	≤ 25	c_u	120
		25 + 50	0.85 c_u	
		50 + 75	0.65 c_u	
		> 75	0.50 c_u	
PALI INFISSI	ACCIAIO	≤ 25	c_u	100
		25 + 50	0.80 c_u	
		50 + 75	0.65 c_u	
		> 75	0.50 c_u	
TRIVELLATI	CLS	≤ 25	0.90 c_u	100
		25 + 50	0.80 c_u	
		50 + 75	0.60 c_u	
		> 75	0.40 c_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:

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

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

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_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 tre verticali di indagine, facendo riferimento alle resistenze minime calcolate ($\xi_3=1.60$).

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 γ_T della tab 6.4.VI.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_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 influente, 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 γ_g e γ_Q alle azioni agenti, mentre H_d è il valore di progetto della resistenza del terreno.