

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**LINEA A.V. /A.C. TORINO-VENEZIA Tratta VERONA-PADOVA  
Lotto funzionale Verona-Bivio Vicenza**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**NV - NUOVA VIABILITA' INTERFERENZE VIARIE**

**NV51 - Sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/Viale del Lavoro**

**GEOTECNICA**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

GENERAL CONTRACTOR				ITALFERR S.p.A.				SCALA :	
IL PROGETTISTA INTEGRATORE		Conorzio							
ing. Alessio CARRETTUCCI iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. A20865		Iricav Due Ing. Paolo CARMONA							
Data: Novembre 2023		Data: Novembre 2023							

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO
IN17	12	E	I2	RB	NV5101	001	A	DI

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	ing. Alberto LEVORATO	Novembre 2023

Progettazione :

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	Zuccolo	Novembre 2023	Zuccolo	Novembre 2023	Zuccolo	Novembre 2023	
B								
C								

CIG. 8377957CD1

CUP: J41E9100000009

File: IN1712E12RBNV5101001A00.DWG

Cod. origine: CODICE



Progetto cofinanziato  
dalla Unione Europea

Scala di plot: PLOT

TUTTI I DIRITTI DEL PRESENTE DOCUMENTO SONO RISERVATI: LA PRODUZIONE ANCHE PARZIALE È VIETATA



**LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA**

Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza  
PROGETTO ESECUTIVO: CAVALCAVIA NV51

Titolo: Relazione Geotecnica

CODIFICA DOCUMENTO  
IN17-12-E-I2-RB-NV51-01-001-A00

REV. A del 14/07/2023 Pag. 2 di 45

**LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA TRATTA VERONA – PADOVA**

LOTTO FUNZIONALE VERONA – BIVIO VICENZA

PROGETTO ESECUTIVO: CAVALCAVIA NV51

RELAZIONE GEOTECNICA



## INDICE

<b>1.</b>	<b>PREMESSA E DESCRIZIONE DELLE OPERE .....</b>	<b>5</b>
1.1.	Premessa .....	5
1.2.	Descrizione delle opere .....	5
<b>2.</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>7</b>
2.1.	Documenti progettuali.....	7
2.2.	Normativa e standard di riferimento.....	8
2.2.1.	Normativa nazionale cogente.....	8
2.2.2.	Norme di riferimento.....	8
2.3.	Bibliografia tecnica.....	10
<b>3.</b>	<b>INDAGINI DISPONIBILI .....</b>	<b>11</b>
<b>4.</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AREA .....</b>	<b>16</b>
<b>5.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEI PALI .....</b>	<b>18</b>
5.1.	Definizione della metodologia di dimensionamento delle fondazioni profonde .....	18
5.1.1.	Sollecitazioni verticali sui pali.....	18
5.1.2.	Sollecitazioni di taglio e flessione sui pali.....	18
5.2.	Progettazione agli stati limite delle fondazioni profonde.....	26
5.2.1.	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU).....	26
5.2.2.	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	27
5.3.	Stratigrafia di calcolo e livello di falda.....	28
5.4.	Calcolo della resistenza di progetto del palo singolo soggetto ai carichi assiali.....	29
5.5.	Carico limite ultimo per forze orizzontali .....	37
5.6.	Spostamenti in testa ai pali per verifiche SLE.....	45





## 1. PREMESSA E DESCRIZIONE DELLE OPERE

### 1.1. PREMESSA

L'oggetto del presente documento consiste nel calcolo di verifica e dimensionamento del Progetto Definitivo delle strutture che costituiscono il Viadotto "Iricav2 – NV51". L'opera ricade nel 1° Lotto Funzionale Verona-Bivio Vicenza della Linea AV/AC Verona – Padova.

### 1.2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'opera d'arte in oggetto è costituita da un viadotto su cinque luci che supera il raccordo Autostradale della tangenziale Est di Verona e le rampe di accesso eliminando una intersezione a raso attualmente gestita con una rotatoria.

Nel dettaglio l'opera in oggetto è composta da un impalcato, strutturalmente continuo sulla lunghezza complessiva in asse di tracciamento di 167 m, e da sostegni intermedi (pile) e di estremità (spalle) che dividono le luci nella sequenza: 25m + 35m + 45m + 37m + 25m = 167.00 m (misure in asse stradale di tracciamento e in asse spalle e asse pile).

L'impalcato, di tipologia a travata, è costituito da due travi metalliche saldate, prefabbricate in conci in officina e assemblate in opera mediante saldatura di testa a completa penetrazione. La sezione è strutturalmente un graticcio costituito dalle travi principali, da traversi ad anima piena che supportano una trave di spina longitudinale parallela alle travi principali.

La sezione resistente è dunque mista acciaio-calcestruzzo e la soletta, che ha una larghezza variabile tra 14 m (larghezza corrente) a 15.5 m su spalla 2 con un ulteriore piccolo allargamento a 14.4 m anche in arrivo su spalla 1, è gettata in opera con l'ausilio di predalle in c.a. di spessore 6 cm, autoportanti sulle luci fra le tre travi principali e la trave di spina centrale.

Come accennato la soletta ha larghezza variabile e la scelta progettuale operata è stata quella di mantenere uno sbalzo di soletta costante e pari a 2.75 m lungo tutto lo sviluppo dell'opera; conseguentemente nelle zone dove si ha un allargamento dalla misura corrente (14.0m) della soletta, le travi avranno andamento planimetricamente divergente. L'interasse fra le travi principali varia quindi da 9 m (sezione corrente) a 10.5 m (sezione su spalla 2. La soletta quindi ha schema trasversale su 3 appoggi, su tutto lo sviluppo dell'opera, costituiti dalle travi principali e dal rompi-tratta centrale.

L'armatura e il getto di completamento della soletta sono eseguiti in opera, senza necessità di puntellazione dal basso (la soletta è un sovraccarico e non collaborante fino a indurimento e successivo caricamento con i permanenti portati); la connessione fra travi principali e soletta in calcestruzzo (di spessore complessivo 30 cm) è garantita da pioli muniti di testa elettrosaldati alle piattabande superiori.

L'impalcato metallico è dotato di traversi ad anima piena ad un passo di circa 5/6 m che hanno la funzione statica di riportare alle travi principali la reazione della trave di spina oltre a quella di garantire la ripartizione trasversale nel comportamento a graticcio dell'impalcato.

Sulle pile e sulle spalle il sollevamento per manutenzione degli appoggi è operato direttamente sulle travi principali in posizione anteriore e posteriore rispetto ai baggioli.

Tra impalcato e sottostrutture sono impiegati dispositivi di appoggio a scorrimento su superficie concava ad attrito, altresì detti appoggi pendolari ad attrito, che hanno funzione di ritegno in condizione statica e di isolamento e dissipazione in condizione sismica, con capacità di autoricentrimento.

Le elevazioni delle pile hanno forma rettangolare con delle stondature alle estremità e dimensione complessiva in pianta di 9.60 m x 1.50 m per le pile P1, P2, P3 e P4. Nella zona sommitale le pile si allargano in entrambe le direzioni per alloggiare gli apparecchi di appoggio del ponte e gli eventuali martinetti. Le fondazioni sono di tipo indiretto con plinti di spessore 2 m e dimensioni 6.00 m x 13.20 m e 8 pali di diametro 1.20 m e lunghezza dipendente dalle caratteristiche geotecniche del terreno.

Le spalle sono di tipo passante e sono costituite da plinti di dimensione rispettivamente 1.60 m x 6.00 m x 16.80 m per la spalla SP1 e SP2. Sui plinti si innestano i muri paraghiaia e laterali di spessore 0.50 m. Le spalle hanno entrambe fondazioni indirette con plinti su 10 pali di diametro 1.20 m e lunghezza dipendente dalle caratteristiche geotecniche del terreno.



**LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA**

Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza  
PROGETTO ESECUTIVO: CAVALCAVIA NV51

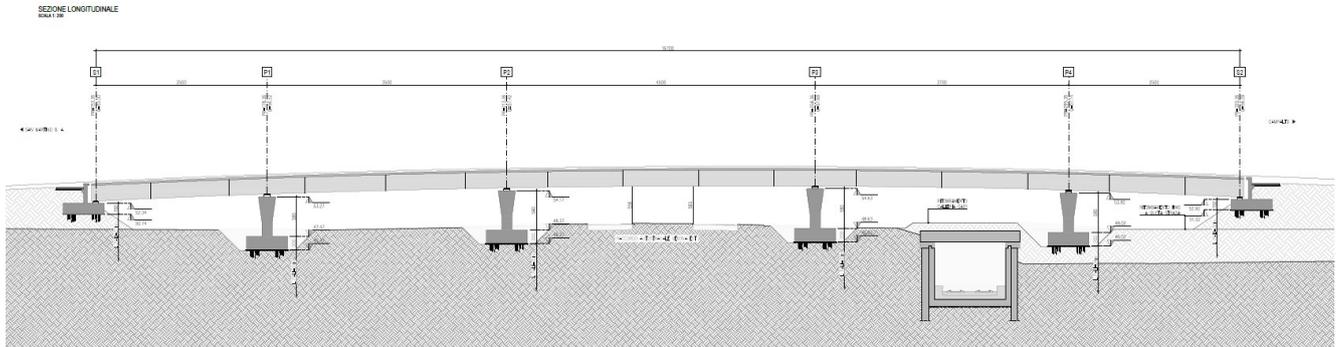
Titolo: Relazione Geotecnica

CODIFICA DOCUMENTO  
IN17-12-E-I2-RB-NV51-01-001-A00

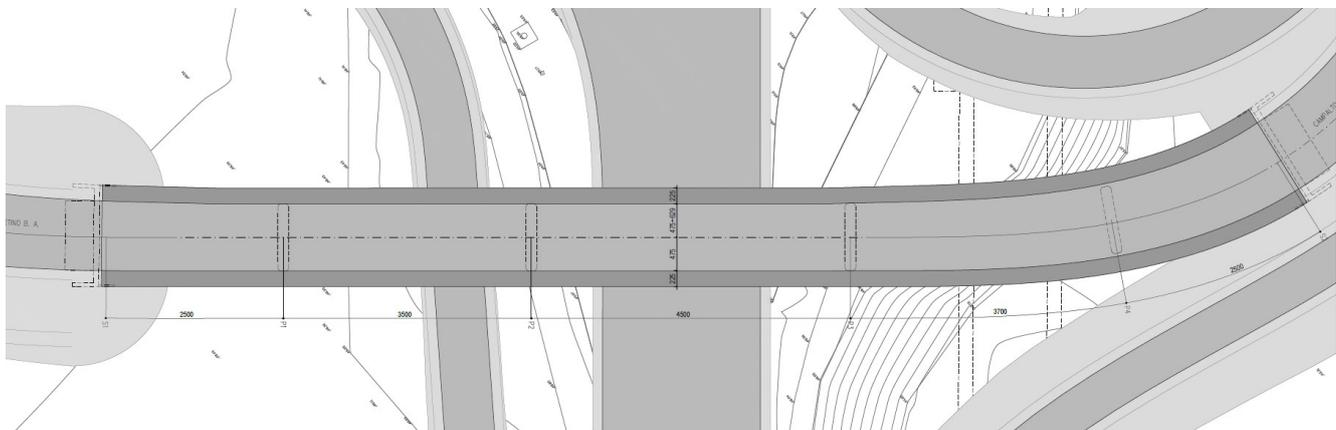
REV. A del 14/07/2023

Pag. 6 di 45

Le figure che seguono descrivono i tratti essenziali delle strutture oggetto di verifica.



**Figura 1.1: viste e sezioni principali – prospetto longitudinale**



**Figura 1.2: viste e sezioni principali – pianta**



## 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1. DOCUMENTI PROGETTUALI

- [1] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione idrogeologica – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0002003
- [2] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geotecnica generale & addendum – 1° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005101
- [3] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geotecnica – Rilevati e trincee con opere di sostegno e sottovia - 2° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005104
- [4] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione sismica – Elaborato n° IN0D00DI2RHXX0000003
- [5] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Profilo geologico e geotecnico in scala 1:5000/500 – Elaborati n° IN0D00DI2F5GE0002002.
- [6] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Nuove Viabilità – Profilo geotecnico opera NV51– Elaborato n° IN0D00DI2FZNV510X005
- [7] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Planimetria con classificazione sismica del territorio – Tav.1 – Elaborato n° IN0D00DI2P4XX0000001
- [8] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione sulle indagini geognostiche + Allegato 1 stratigrafie dei sondaggi – Elaborati n° IN0D02DI2RHGE00000008 e IN0D02DI2RHGE0000A08
- [9] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – Lotto funzionale VERONA – BIVIO VICENZA – Progetto esecutivo – Parte generale geologia e geotecnica - Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050) – Elaborato n° IN1710EI2RBGE0000001C
- [10] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – Lotto funzionale VERONA – BIVIO VICENZA – Progetto esecutivo – Parte generale geologia e geotecnica – Planimetria con ubicazione indagini e profilo geotecnico da pk 4+500 a pk 9+000 – Elaborato n° IN1710EI2LZGE0000013B



## **2.2. NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

I seguenti codici sono presi a riferimento per la progettazione.

### **2.2.1. Normativa nazionale cogente**

- [11] Legge 5 Novembre 1971, N. 1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [12] D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC)
- [13] C.M. 02/02/2009 n.617/C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008

### **2.2.2. Norme di riferimento**

In ottemperanza a NTC §12, per riferimenti di calcolo o in mancanza di specifiche indicazioni si farà inoltre riferimento alle seguenti:

#### **2.2.2.1. Norme UNI**

- [14] UNI 11104:2004 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- [15] UNI EN 206: 2017 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

#### **2.2.2.2. Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN**

(Con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali, la lista che segue è indicativa e non esaustiva dei codici eventualmente utilizzati nel seguito)

- [16] UNI EN 1991-1-5:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- [17] UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [18] UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [19] UNI EN 1993-1-5:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- [20] UNI EN 1993-1-8:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- [21] UNI EN 1993-2:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio
- [22] UNI EN 1993-1-10:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
- [23] UNI EN 1993-1-11:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
- [24] UNI EN 1994-1-1:2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [25] UNI EN 1994-2:2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
- [26] UNI EN 1997-1:2013 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali
- [27] UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo
- [28] UNI EN 1998-1:2013 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

**LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA**Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza  
PROGETTO ESECUTIVO: CAVALCAVIA NV51

Titolo: Relazione Geotecnica

CODIFICA DOCUMENTO  
IN17-12-E-I2-RB-NV51-01-001-A00

REV. A del 14/07/2023 Pag. 9 di 45

- [29] UNI EN 1998-2:2011 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti
- [30] UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

**2.2.2.3. Norme CNR**

Per eventuali ulteriori riferimenti si sono considerate anche le Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.):

- [31] CNR-DT207-2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- [32] CNR-UNI 10011/97 Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- [33] CNR-UNI 10016/98 Travi composte acciaio-calcestruzzo: istruzioni per il calcolo e l'esecuzione;
- [34] CNR-UNI 10030/87 Anime irrigidite di travi in parete piena

**2.2.2.4. Altri documenti di riferimento**

- [35] Manuale di progettazione RFI – Prescrizioni Tecniche per la Progettazione dell'Infrastruttura (ed. 22/12/2017)
- [36] RFI – Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie – Documento n° RFI-DTC-INC-CS-SP-IFT-001-A del 21 Dicembre 2011
- [37] RFI. Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili (ed. 22/12/2017)
- [38] Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria - RFI DTC INC PO SP IFS 002 A



## **2.3. BIBLIOGRAFIA TECNICA**

- [39] Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985). "Piling Engineering". Surrey University Press, Glasgow and London, Halsted Press, a division of John Wiley & Sons, New York.
- [40] Berezantsev W.HG. (1965), "Design of Deep Foundations", Proc. 6th ICSMFE, Montreal. Vol.II
- [41] Berezantsev W.HG. (1970), "Calculation of the Construction Basis", Leningrad.
- [42] Fioravante, V., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M.B. and Pedroni, S. (1995). "Load carrying capacity of large diameter bored piles in sand and gravel". Proc. 10th ARCSMFE, 2, 3-15.
- [43] Ghionna, V.N., Jamiolkowski. M.B., Pedroni. S. and Salgado, R. et al (1994). "Tip displacement of drilled shafts in sands". In Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. Ed. A.T. Yeung and G.Y. Felio, ASCE , GSP40, New York, 2, 1039-1057.
- [44] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non cohesive soils" Swedish Geotechnical Institute, Report n° 26+
- [45] Lancellotta R. Costanzo D. e Foti S. "Progettazione Geotecnica secondo l'Eurocodice 7 (UNI EN 1997) e le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008)" Hoepli ed.
- [46] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [47] Reese L.C., O'Neill M.W. (1988) "Drilled shaft: construction procedures and design methods" Publication N.FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C..
- [48] Viggiani (1999), "Fondazioni" Hevelius Edizioni





**LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA**

Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza  
PROGETTO ESECUTIVO: CAVALCAVIA NV51

Titolo: Relazione Geotecnica

CODIFICA DOCUMENTO  
IN17-12-E-I2-RB-NV51-01-001-A00

REV. A del 14/07/2023

Pag. 12 di 45

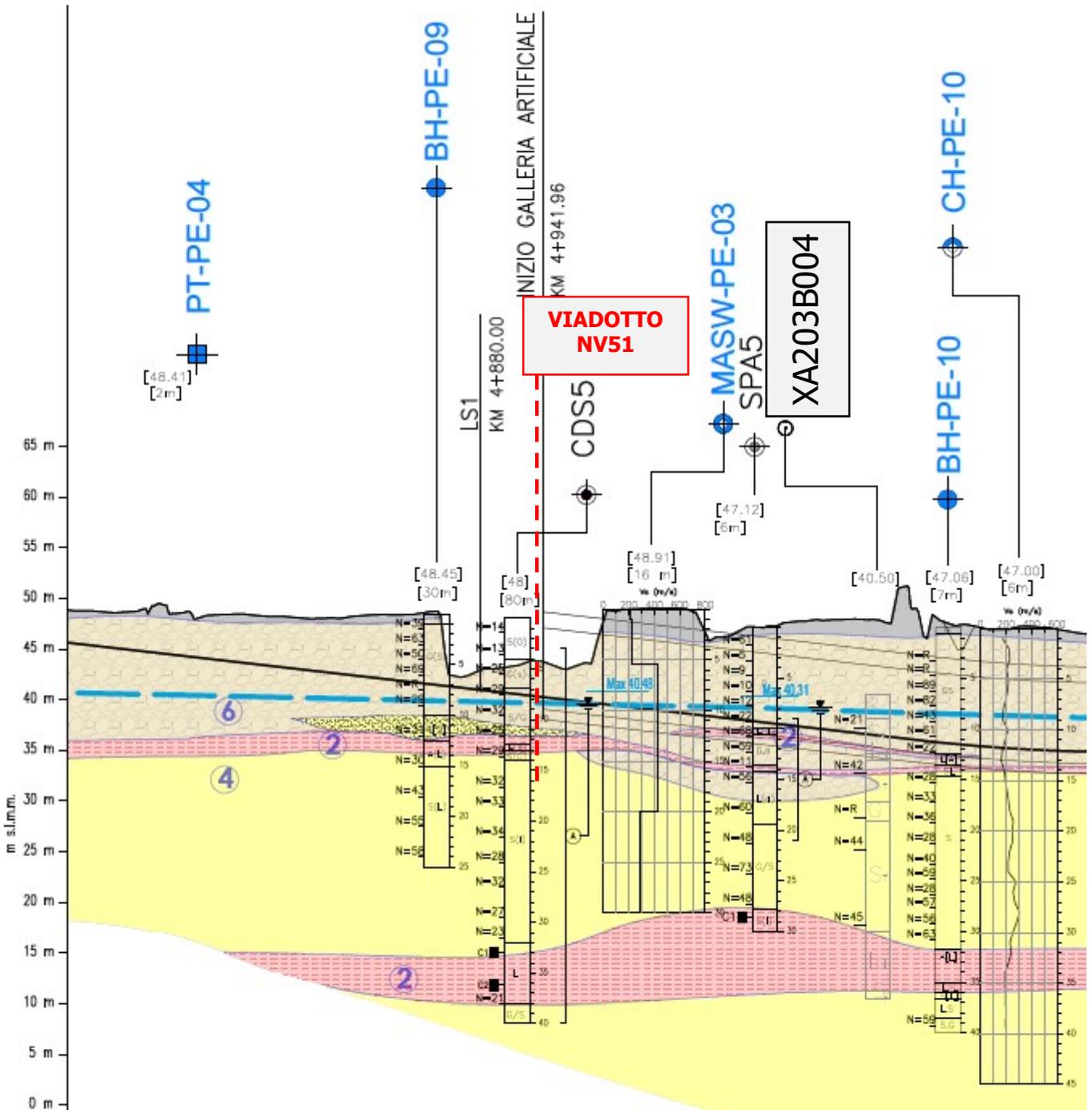


Figura 3.2 : Profilo geotecnico

# Legenda



## Classi dei terreni



Riporto



Argille limose, limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie da debolmente limose a limose, generalmente sciolte a poco addensate



Ghiaie fini e sabbie grossolane, con sporadiche presenze di ciottoli



Argille limose, limi debolmente argillosi, con intercalazioni sabbiose



Sabbie fini e medie, da debolmente limose a limose



Ghiaia grossolana con sabbia e con presenza di ciottoli

## SONDAGGIO / POZZETTO GEONOSTICO

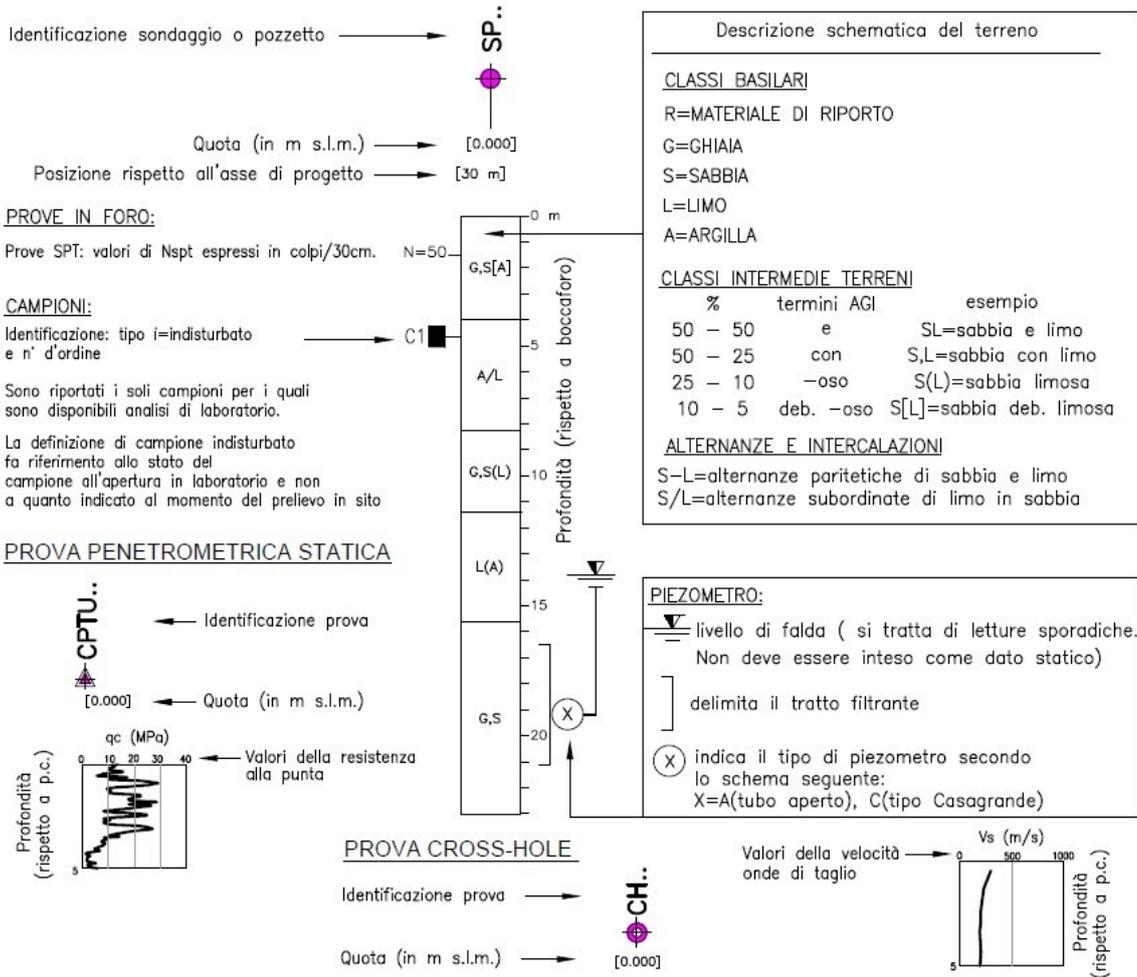


Figura 3.3 : Legenda del Profilo geotecnico

**LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA**Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza  
PROGETTO ESECUTIVO: CAVALCAVIA NV51

Titolo: Relazione Geotecnica

CODIFICA DOCUMENTO  
IN17-12-E-I2-RB-NV51-01-001-A00

REV. A del 14/07/2023

Pag. 14 di 45

Le indagini scaturiscono dalla campagna d'indagine per il progetto preliminare (2002) e dalle campagne successive per il progetto definitivo (PD, 2014-2015), per la conferenza dei servizi (CDS, 2018) e per il progetto esecutivo (PE, 2020-2021) della sub tratta Verona – Vicenza della Linea AV/AC Verona – Padova (tratto compreso tra pk 0+000 e pk 10+045).

Le indagini disponibili lungo il tratto dai pk 4+800 e pk 5+400, all'interno del quale si inserisce il viadotto di progetto, consistono in sondaggi a carotaggio continuo, prove penetrometriche statiche e dinamiche, prove geofisiche tipo MASW, oltre a pozzi e piezometri.

In particolare, vista l'ubicazione dell'opera, le indagini esaminate sono le seguenti:

Progressiva (pk)	Sondaggio o prova CPTU (Denomin.)	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.)	Lunghezza sondaggio/CPTU (m)	Piezometro installato TA=Tube Aperto (*)
4+838	BH-PE-09	2020-2021	48.45	25.00	-
4+950	CDS5	2017	48.00	40.00	TA (3m → 37m)
5+119	MASW-PE-03	2020-2021	48.91	30.00	-
5+125	SPA5	2014/2015	47.12	30.00	TA (9m → 21m)
5+170	XA203B004	2002	40.50	30.00	-
5+339	BH-PE-10	2020	47.28	40.00	-

(\*) = Tra parentesi il tratto finestrato

Il tratto di riferimento si presenta stratigraficamente omogeneo ed i terreni rinvenuti lungo il tracciato sono stati raggruppati in Unità geotecniche di riferimento. All'interno di ciascuna Unità si ritrovano terreni con caratteristiche fisiche e meccaniche omogenee, sia pure nell'ambito della naturale variabilità normalmente esibita dalle formazioni sedimentarie.

Nel tratto oggetto della presente relazione, sono state individuate le seguenti unità (a partire dal p.c.)

- UNITA' 1 - Riporti. Sono stati raggruppati nei profili geotecnici tutti i materiali che si trovano al di sopra del terreno naturale, e di origine antropica. Si consideri che il profilo geotecnico longitudinale, specie quando si trova in prossimità del rilevato della LS esistente, può segnare talora un piano campagna a volte non coincidente con il p.c. naturale, ma una quota più elevata (anche di qualche metro), rilevata o sulla sommità della LS o sulla scarpata del rilevato. Allo stesso tempo, l'indagine, eseguita invece sul p.c. accessibile, si trova ad una quota più bassa. Ne consegue che lo spazio (sul profilo) fra la testa del foro e il pc riportato sul profilo è stato convenzionalmente classificato come "riporto", essendo però in questo caso il riporto costituito dal materiale del rilevato esistente. Quindi, in questo caso, lo spessore del "riporto" può essere sovrastimato rispetto alla sua reale presenza dal p.c. naturale. Il progettista della singola opera dovrà pertanto, in questo caso, prestare molta attenzione alle quote assolute, piuttosto che fare riferimento alle profondità relative al p.c. In altre circostanze, si tratta invece di veri e propri riporti, di natura eterogenea e di difficile tracciabilità.
- UNITA' 6 - Depositi ghiaiosi. Si tratta in genere di ghiaie con sabbie e sabbiose, limose o debolmente limose, presenti praticamente lungo tutto il tratto esaminato. Le loro caratteristiche sono state desunte dall'interpretazione delle prove SPT per quanto concerne le caratteristiche di resistenza al taglio, (le CPT

**LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA**Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza  
PROGETTO ESECUTIVO: CAVALCAVIA NV51

Titolo: Relazione Geotecnica

CODIFICA DOCUMENTO  
IN17-12-E-I2-RB-NV51-01-001-A00

REV. A del 14/07/2023 Pag. 15 di 45

hanno praticamente sempre incontrato rifiuto), e dalle prove geofisiche (MASW; CH, e DH) per quanto concerne i parametri di deformazione.

- UNITA' 2 - Limi argillosi compatti. Sono generalmente presenti a profondità superiori ai 10÷15 m da p.c. Si tratta di depositi a gran fine sovraconsolidati, poco plastici, compatti. Sono stati caratterizzati sulla base delle prove di laboratorio, dei pocket eseguiti sulle carote, e da qualche prova SPT.
- UNITA' 4 - Sabbie medie e grossolane, a volte ghiaiose/con ghiaia, generalmente debolmente limose o limose. Anche per queste si sono seguite le stesse metodologie adottate per le ghiaie, utilizzando correlazioni differenti tipiche per le sabbie.



## 4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AREA

Di seguito si riporta la situazione stratigrafica generale dell'area in cui ricade l'opera in oggetto.

La situazione stratigrafica si presenta piuttosto regolare, e può essere così descritta:

- Le coperture rivenute localmente nei primi metri (CDS5, XA203B004) sono costituite da riporti (unità 1), tipicamente materiali fortemente eterogenei. Non vi sono prove di sito e di laboratorio che permettano di caratterizzarlo con esattezza. Anche qualora fosse stata eseguita localmente qualche prova, il risultato non può essere estrapolato ad altre aree. Gli spessori sono tipicamente di 1-2 m, e le descrizioni ne riportano sempre una componente ghiaiosa, il che è perfettamente compatibile con la natura dei materiali di superficie. Questo terreno di ricoprimento generalmente non interessa il calcolo geotecnico delle fondazioni.
- Nei primi 10÷15 m da piano campagna, le indagini indicano la presenza di ghiaia sabbiosa debolmente limosa mediamente addensata (unità 6), con un contenuto di fini non superiore a 20–30% e  $N_{SPT}$  generalmente compresi tra 30 e 50 colpi/30cm, sebbene vi siano numerose registrazioni che superano i 70 colpi/30cm ed anche test che hanno raggiunto le condizioni di rifiuto.
- Lo strato sottostante raggiunge le massime profondità indagate (50 m da p.c.) ed è costituito da sabbie debolmente ghiaiose debolmente limose (unità 4). È caratterizzato da uno stato di addensamento medio-alto, da un contenuto di fini compreso tra 10% e 30% e da una buona resistenza alla penetrazione. Si registrano valori di  $N_{SPT}$  generalmente compresi tra 20 e 50 colpi/30cm, con incremento con la profondità nell'intervallo  $N_{SPT} = 50-70$  colpi/30cm.
- Per quanto riguarda i livelli limo-argillosi (unità 2) presenti in profondità, si distinguono due passaggi distinti.
  - uno strato più discontinuo e sottile, generalmente al contatto ghiaie/sabbie (quota circa +35 m slm), dello spessore di 1 – 2 m;
  - uno strato più profondo e più continuo, di 3-5 m di spessore, posizionato all'incirca alla quota +15 m slm.

Per quanto concerne la quota di falda, le letture piezometriche eseguite a partire da novembre 2014 fino a giugno 2021 mostrano una profondità della falda a circa 6÷8 m da p.c., con una sostanziale stabilità nelle escursioni stagionali.



**LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA**

Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza  
 PROGETTO ESECUTIVO: CAVALCAVIA NV51

Titolo: Relazione Geotecnica

CODIFICA DOCUMENTO  
 IN17-12-E-I2-RB-NV51-01-001-A00

REV. A del 14/07/2023

Pag. 17 di 45

**Tabella 4.1: Riepilogo dati piezometrici 1/7**

PK	ID	NORD	EST	QUOTA (m slm)	13/11/14	26/11/14	17/12/14	19/01/15	18/02/15	27/03/15	07/04/15	15/04/15	21/04/15	25/04/15	02/05/15	09/05/15	16/05/15	20/05/15	07/2015	25-27/09/15	24-26/09/15	12/10/15	13/10/15	16/10/15	22-24/10/15	05/11/15	19-21/11/15	03/12/15	17-19/12/15		
04+950	CDS5 (ASO-VA-SM-001)	5031631.63	1662756.45	48.00																											
05+150	SPA5	5031462	1662842	47.12	8.40	7.26	7.24	7.47	7.40	7.46																	7.81	7.86		8.04	

**Tabella 4.2: Riepilogo dati piezometrici 2/7**

PK	ID	NORD	EST	QUOTA (m slm)	07/01/16	22-24/01/16	06/02/16	19-21/02/16	04-07/03/16	29/03-02/02/16	26-28/03/16	09/05/16	14-15/05/16	26-28/05/16	27-29/06/16	06/07/16	13/07/16	20/07/16	26-28/07/16	06/08/16	11/08/16	18/08/16	25-27/08/16	01/09/16	08/09/16	15/09/16	22/09/16	26-28/09/16	06/10/16		
04+950	CDS5 (ASO-VA-SM-001)	5031631.63	1662756.45	48.00																											
05+150	SPA5	5031462	1662842	47.12		8.28		7.88	7.54	7.68	7.19		7.43	7.30	7.30	7.31	7.34	7.39	7.41	7.39	7.36	7.31	7.31	7.34	7.38	7.54	7.56	7.67	7.80		

**Tabella 4.3: Riepilogo dati piezometrici 3/7**

PK	ID	NORD	EST	QUOTA (m slm)	13/10/16	20/10/16	26-28/10/16	03/11/16	10/11/16	17/11/16	24/11/16	28-30/11/16	07/12/16	15/12/16	22/12/16	29-30/12/16	05/01/17	12/01/17	19/01/17	26-28/01/17	02/02/17	09/02/17	16/02/17	22/02/17	02-04/03/17	10/03/17	16/03/17	24/03/17	29-30/03/17		
04+950	CDS5 (ASO-VA-SM-001)	5031631.63	1662756.45	48.00																											
05+150	SPA5	5031462	1662842	47.12	7.88	7.65	7.71	7.79	7.76	7.65	7.96	7.99	8.04	8.11	8.15	8.18	8.22	8.35	8.37	8.50	8.48	8.23	8.34	8.44	8.48	8.45	8.46	8.39	8.26		

**Tabella 4.4: Riepilogo dati piezometrici 4/7**

PK	ID	NORD	EST	QUOTA (m slm)	07/04/17	13/04/17	20/04/17	28-30/04/17	05/05/17	12/05/17	19/05/17	24-26/05/17	01/06/17	08/06/17	15/06/17	22/06/17	29/06/01/07	07/07/17	13/07/17	20/07/17	26-28/07/17	03/08/17	11/08/17	18/08/17	24/08/17	29-31/08/17	08/09/17	13/09/17	22/09/17	
04+950	CDS5 (ASO-VA-SM-001)	5031631.63	1662756.45	48.00				8.26				8.17															9.11			
05+150	SPA5	5031462	1662842	47.12	8.16	8.20	8.13	7.93	7.76	7.68	7.70	7.74	7.71	7.80	7.92	7.85	7.93	7.97	8.08	8.14	8.20	8.33	8.43	8.31	8.46	8.30	8.27	8.29		

**Tabella 4.5: Riepilogo dati piezometrici 5/7**

PK	ID	NORD	EST	QUOTA (m slm)	27-29/09/17	06/10/17	13/10/17	19/10/17	26-28/10/17	03/11/17	10/11/17	16/11/17	23/11/17	28/11/17	06/12/17	15/12/17	20/12/17	28-30/12/17	05/01/18	11/01/18	18/01/18	25/01/18	1-3/02/18	06/02/18	13/02/18	21/02/18	26-28/02/18	08/03/18	15/03/18	
04+950	CDS5 (ASO-VA-SM-001)	5031631.63	1662756.45	48.00	8.72				9.18						9.22				9.13								8.94		8.99	
05+150	SPA5	5031462	1662842	47.12	8.24	8.31	8.42	8.51	8.60	8.71	8.65	8.63	8.81	8.67	8.74	8.69	8.59	8.55	8.45	8.42	8.44	8.46	8.40	8.36	8.35	8.39	8.47	8.47	8.31	

**Tabella 4.6: Riepilogo dati piezometrici 6/7**

PK	ID	NORD	EST	QUOTA (m slm)	22-24/03/18	28/03/18	04/04/18	13/04/18	19/04/18	25-27/04/18	03/05/18	11/05/18	18/05/18	24/05/18	29-31/05/18	07/06/18	14/06/18	22/06/18	28-30/06/18	06/07/18	12/07/18	20/07/18	25-27/07/18	02/08/18	10/08/18	17/08/18	23/08/18	27-29/08/18	04/09/18	
04+950	CDS5 (ASO-VA-SM-001)	5031631.63	1662756.45	48.00	8.70					8.68					7.54					7.16				7.53					7.97	
05+150	SPA5	5031462	1662842	47.12	8.17	8.10	8.09	7.96	7.96	7.78	7.71	7.79	7.50	7.18	7.16	7.28	7.02	6.85	6.81	6.67	7.01	7.11	7.09	7.16	7.30	7.37	7.45	7.51	7.43	

**Tabella 4.7: Riepilogo dati piezometrici 7/7**

PK	ID	NORD	EST	QUOTA (m slm)	13/09/18	20/09/18	25-27/09/18	04/10/18	12/10/18	19/10/18	25/10/18	30-31/10/18	26-27/08/20	23-24/09/20	28-29/10/20	25-26/11/20	11/01-08/02/21	16/03/21	12/04/21	03-14/05/21	27-31/05/21	03-09/06/21	
04+950	CDS5 (ASO-VA-SM-001)	5031631.63	1662756.45	48.00			8.14						8.23	8.09	8.17	8.21	8.47	7.98					
05+150	SPA5	5031462	1662842	47.12	7.48	7.56	7.69	7.67	7.76	7.90	8.01	7.90	non trovato	non trovato	non trovato	non trovato							

La stratigrafia di calcolo considerata per il dimensionamento dei pali di fondazione è riportata al par.5.3, unitamente ai criteri di calcolo e alla definizione della metodologia di dimensionamento delle palificate stesse. Si fa presente che la stratigrafia di calcolo fa riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici assunti, considerando inoltre una successione stratigrafica ragionevolmente cautelativa, ed in particolare enfatizzando la presenza di terreni argillosi a quote intermedie.



## 5. DIMENSIONAMENTO DEI PALI

### 5.1. DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

#### 5.1.1. Sollecitazioni verticali sui pali

Per la definizione delle palificate di fondazione la procedura utilizzata è la seguente:

- determinazione della resistenza geotecnica del palo singolo secondo le prescrizioni delle NTC 2008; il dettaglio del calcolo è riportato al par. 5.4;
- determinazione del carico sui pali di fondazione, utilizzando i carichi e le combinazioni della Normativa.
- La ripartizione delle sollecitazioni normali (sforzi normali e momenti flettenti) sui pali avviene attraverso dei modelli FEM delle spalle (plinto ed elevazione) e dei plinti su pali. Le spalle ed il plinto sono modellati attraverso elementi "plate", mentre i pali costituiscono gli appoggi della piastra di fondazione; la distribuzione degli sforzi di compressione (e trazione) sui pali tiene quindi conto della effettiva rigidità e capacità di distribuzione del plinto, in funzione del suo spessore strutturale;
- definizione della lunghezza del palo più caricato;
- verifica strutturale del palo più sollecitato.

L'approccio utilizzato è cautelativo sia per la verifica geotecnica del palo, come si vedrà dalle modalità di calcolo della resistenza del palo singolo in seguito riportate, sia per la verifica strutturale del palo stesso, in quanto sono utilizzati i parametri di sollecitazioni massimi (massimo/minimo sforzo normale e massimo momento flettente). Un approccio meno cautelativo nella determinazione delle lunghezze ed armature delle fondazioni profonde, si potrà avere in sede di Progetto Esecutivo, sulla base di una più dettagliata campagna di indagine.

#### 5.1.2. Sollecitazioni di taglio e flessione sui pali

Il taglio in testa ai pali è determinato a partire dai modelli FEM delle spalle e delle palificate precedentemente esplicitati.

La valutazione dell'andamento del taglio lungo il palo e dei momenti flettenti per ciascuna fondazione si ottiene attraverso un modello dello stesso palo vincolato da molle orizzontali elastiche rappresentative dell'interazione fra il palo ed il terreno di fondazione (par. 5.1.2.2).

Inoltre la ripartizione degli sforzi orizzontali (e flettenti di conseguenza) sui pali non è uniforme ma dipende dalla posizione del palo all'interno della palificata e dalla direzione dello sforzo.

L'analisi del comportamento del palo in gruppo è condotta tenendo in conto delle interazioni tra i pali vicini.

In particolare sono abbattute le curve p-y mediante coefficienti riduttivi in accordo a procedure semi-empiriche e in funzione della disposizione geometrica dei pali, in quanto la risposta del gruppo di pali nei confronti delle azioni trasversali è influenzata dalla distribuzione in pianta dei pali e dal rapporto tra interasse e diametro.

L'abbattimento delle curve p-y per ciascun palo determina una ripartizione delle azioni trasversali tra i pali non uniforme ed in particolare comporta l'incremento del valore del taglio massimo sui pali frontali ed un decremento per i pali retrostanti.

L'incremento/decremento viene quantificato dal punto di vista operativo mediante una serie di coefficienti "g" che permettono di correlare il valore del taglio sui pali e il valore del taglio massimo/minimo sul palo maggiormente sollecitato.



### 5.1.2.1. Valutazione del taglio in testa ai pali

Nella letteratura tecnica è presente un metodo di calcolo molto accreditato, proposto da Reese et al. [1994], che tiene conto dei coefficienti di abbassamento delle curve p-y (carico orizzontale - spostamento orizzontale) per ogni palo in funzione della posizione all'interno della palificata e che permette di determinare una distribuzione delle azioni trasversali dei pali non uniforme (in particolare l'aumento del valore massimo di taglio sui pali frontali).

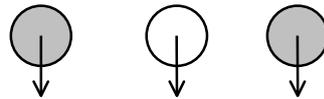
L'interazione dei pali all'interno della palificata avviene in due modi:

a) l'interazione dei pali in linea, carichi in direzione parallela alla fila di pali: tale interazione comporta una riduzione delle caratteristiche meccaniche del terreno posto dietro al palo frontale della linea, con conseguente aumento degli spostamenti dei pali situati dietro.



Interazione dei pali in linea

b) interazione dei pali affiancati in direzione perpendicolare alla fila: tale interazione implica un aumento degli spostamenti del palo centrale dovuto alla presenza dei pali laterali.



Interazione di pali affiancati

La valutazione delle interazioni dei pali caricati in direzione trasversale è effettuata secondo le curve desunte dalle prove sperimentali effettuate da Prakash [1962], Cox et al. [1984], Wang [1986] e Lieng [1988].

Il fenomeno dell'interazione in direzione del carico è più complicato di quello in direzione trasversale. Studi sperimentali condotti al riguardo hanno mostrato che l'interazione dipende essenzialmente dalla posizione relativa dei pali. Molti autori riportano fattori di riduzione separati per pali anteriori e pali posteriori: questi fattori sono dati in funzione della distanza tra i pali, nella direzione del carico.

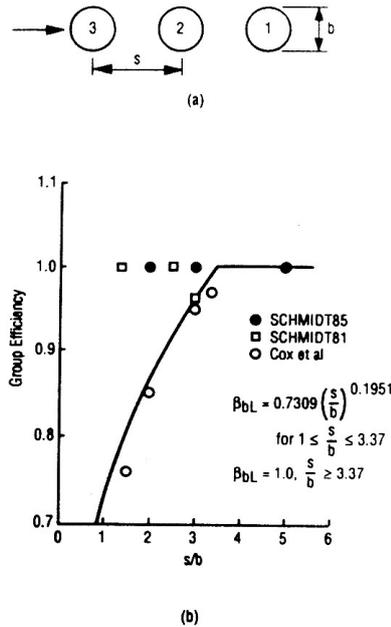


Figura 5.1: Fattori di riduzione della curva p-y per pali disposti parallelamente alla direzione del carico (pali frontali)

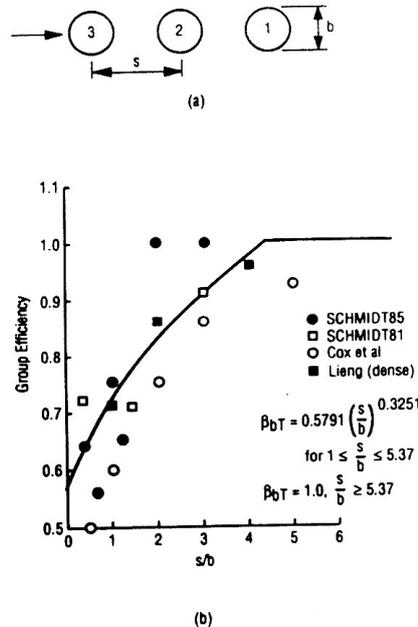


Figura 5.2: Fattori di riduzione della curva p-y per pali disposti parallelamente alla direzione del carico (pali posteriori)

Per quanto riguarda l'interazione dei pali affiancati con i carichi nella direzione perpendicolare alla fila, la riduzione della rigidezza orizzontale in funzione del rapporto  $s/D$  ( $s$  = interasse dei pali,  $D$  = diametro del palo) è mostrata nella figura sottostante.

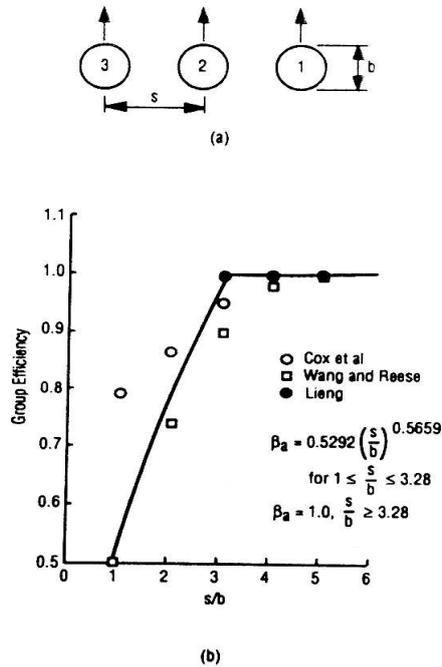
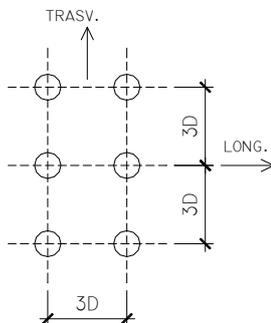


Figura 5.3: Fattori di riduzione della curva p-y per pali disposti in file perpendicolari alla direzione del carico

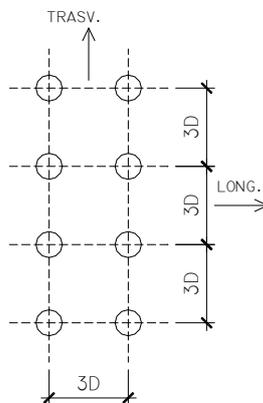
Seguendo quanto sopra esposto, si può affermare che si ha una distribuzione non uniforme delle azioni trasversali dei pali ed in particolare un aumento del valore massimo di taglio sui pali "in prima linea" o "frontali" che risultano essere i più rigidi.

Di seguito sono riportati in forma tabellare i valori dei coefficienti delle curve p-y e dei fattori di correlazione "g" tra il taglio alla sommità della trave e il taglio massimo agente su ciascun palo; come già spiegato in precedenza, questi risultati dipendono esclusivamente dalla geometria della palificata.

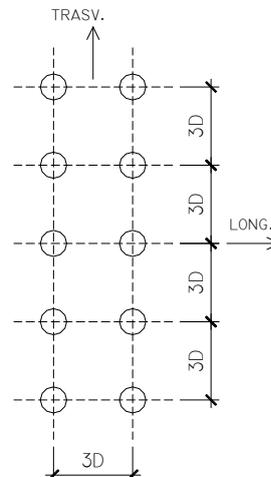
PALIFICATA 2 X 3



PALIFICATA 2 X 4



PALIFICATA 2 X 5



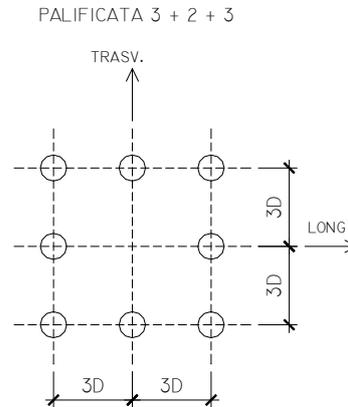
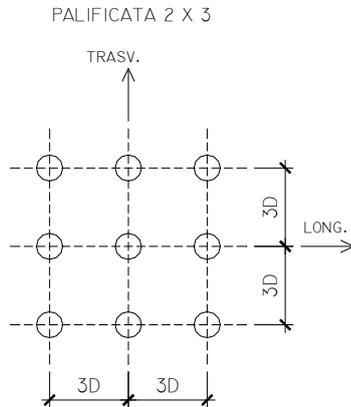
**LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA**Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza  
PROGETTO ESECUTIVO: CAVALCAVIA NV51

Titolo: Relazione Geotecnica

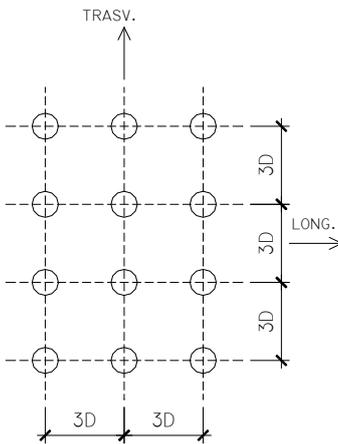
CODIFICA DOCUMENTO  
IN17-12-E-I2-RB-NV51-01-001-A00

REV. A del 14/07/2023

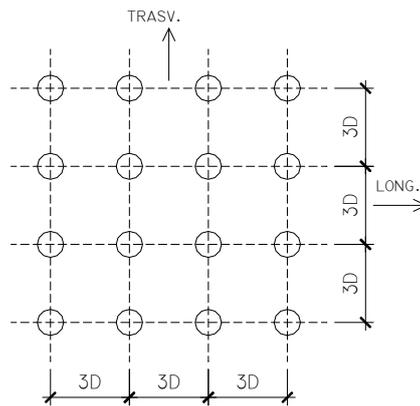
Pag. 22 di 45



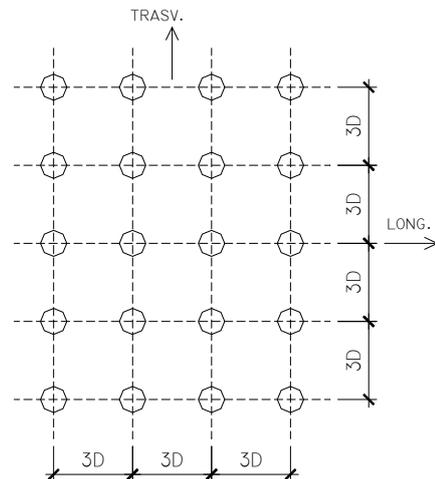
PALIFICATA 3 X 4



PALIFICATA 4 X 4



PALIFICATA 4 X 5



*NOTA: I coefficienti di riduzione delle curve p-y ed i relativi coefficienti "g" riportati nelle tabelle sottostanti derivano da modelli di calcolo tipologici precedentemente predisposti (sono stati utilizzati ed accettati in altre opere d'arte, tra le quali quelle del tratto ferroviario Alta Velocità Milano-Verona).*

Per ogni palificata sono state determinate due diverse tabelle per ciascuna direzione (longitudinale e trasversale).

Si riportano solamente le tabelle relative alla direzione longitudinale.



**Direzione del carico considerata (longitudinale)**



		<b>Coefficienti di abbattimento delle curve p-y</b>	
		direzione longitudinale	
direzione trasversale		0.620	0.870
		0.530	0.810
		0.620	0.870

		<b>Coefficienti g</b>	
		direzione longitudinale	
direzione trasversale		0.9	<b>1.2</b>
		0.7	1.1
		0.9	<b>1.2</b>

		<b>Coefficienti di abbattimento delle curve p-y</b>	
		direzione longitudinale	
direzione trasversale		0.620	0.870
		0.530	0.810
		0.530	0.810
		0.620	0.870

		<b>Coefficienti g</b>	
		direzione longitudinale	
direzione trasversale		0.9	<b>1.2</b>
		0.7	1.1
		0.7	1.1
		0.9	<b>1.2</b>

		<b>Coefficienti di abbattimento delle curve p-y</b>	
		direzione longitudinale	
direzione trasversale		0.620	0.870
		0.530	0.810
		0.530	0.810
		0.530	0.810
		0.620	0.870

		<b>Coefficienti g</b>	
		direzione longitudinale	
direzione trasversale		0.9	<b>1.2</b>
		0.8	1.2
		0.8	1.2
		0.8	1.2
		0.9	<b>1.2</b>

		<b>Coefficienti di abbattimento delle curve p-y</b>		
		direzione longitudinale		
direzione trasversale		0.580	0.580	0.870
		0.500	0.500	0.810
		0.580	0.580	0.870

		<b>Coefficienti g</b>		
		direzione longitudinale		
direzione trasversale		0.9	0.9	<b>1.3</b>
		0.8	0.8	1.2
		0.9	0.9	<b>1.3</b>



Coefficients di abbattimento delle curve p-y				Coefficients g			
direzione longitudinale				direzione longitudinale			
direzione trasversale							
	0.640	0.620	0.870	0.9	0.9	1.2	
	0.680		0.860	0.9		1.2	
	0.640	0.620	0.870	0.9	0.9	1.2	

Coefficients di abbattimento delle curve p-y				Coefficients g			
direzione longitudinale				direzione longitudinale			
direzione trasversale							
	0.580	0.580	0.870	0.9	0.9	1.4	
	0.500	0.500	0.810	0.8	0.8	1.3	
	0.500	0.500	0.810	0.8	0.8	1.3	
	0.580	0.580	0.870	0.9	0.9	1.4	

Coefficients di abbattimento delle curve p-y					Coefficients g				
direzione longitudinale					direzione longitudinale				
direzione trasversale									
	0.580	0.540	0.580	0.870	1.0	0.9	1.0	1.4	
	0.500	0.460	0.500	0.810	0.8	0.8	0.8	1.3	
	0.500	0.460	0.500	0.810	0.8	0.8	0.8	1.3	
	0.580	0.540	0.580	0.870	1.0	0.9	1.0	1.4	

Coefficients di abbattimento delle curve p-y					Coefficients g				
direzione longitudinale					direzione longitudinale				
direzione trasversale									
	0.580	0.540	0.580	0.870	1.0	0.9	1.0	1.5	
	0.500	0.460	0.500	0.810	0.8	0.8	0.8	1.4	
	0.490	0.460	0.490	0.810	0.8	0.8	0.8	1.4	
	0.500	0.460	0.500	0.810	0.8	0.8	0.8	1.4	
	0.580	0.540	0.580	0.870	1.0	0.9	1.0	1.5	

**SOLLECITAZIONI DA UTILIZZARE PER LE VERIFICHE DEI PALI**  
**Tutti i pali sono verificati per tutte le combinazioni SLU e SLE.**



Da un punto di vista operativo, poiché i pali di una palificata hanno la stessa geometria (diametro e lunghezza) e la stessa armatura, nelle rispettive relazioni di calcolo si riportano le verifiche strutturali dei pali più sollecitati (quelli che presentano i coefficienti di sicurezza minori).

Le verifiche degli altri pali della stessa palificata sono soddisfatte automaticamente.

Le azioni in testa al palo, considerate in sede di giustificazione, sono le seguenti:

$$N = N_{tp}$$

$$T = g \cdot T_{tp}$$

$$M = g \cdot M_{tp}$$

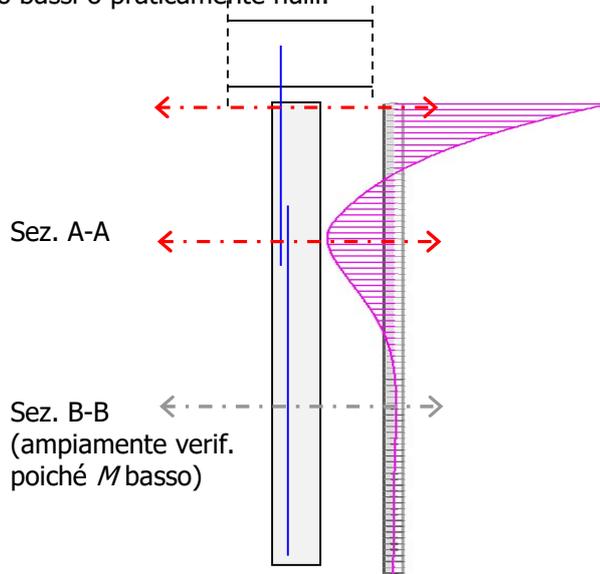
Le azioni in corrispondenza della sezione (sez.A-A), in cui può esserci la variazione della quantità di armatura, sono le seguenti:

$$N = N_A$$

$$T = g \cdot T_A$$

$$M = g \cdot M_A$$

Le verifiche delle altre sezioni non sono riportate perché ampiamente soddisfatte, dal momento che i momenti flettenti sono molto bassi o praticamente nulli.





### 5.1.2.2. Interazione terreno-struttura

Lo studio dell'interazione palo-terreno sotto carichi orizzontali è stata condotta in accordo all'approccio proposto da Matlock e Reese (1960), basato sul modello di Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione del terreno  $E_s$ .  $E_s$  non è un parametro del terreno e non può essere direttamente correlato con il modulo di Young, dato che è un parametro di interazione terreno-struttura.

In particolare, per le analisi sono stati adottati i seguenti parametri e la seguente relazione (Elson, 1984):

Terreni a grana fine

$$E_h = 400 \cdot c_u \quad (\text{FL}^{-2})$$

$c_u$  = coesione non drenata,

Terreni a grana grossa (materiale di riempimento)  $E_h = k_h \cdot d \quad (\text{FL}^{-2})$

dove:

$E_h$  = modulo di reazione del terreno;

$n_h$  = valore assunto per l'incremento del modulo di reazione orizzontale con la profondità per i materiali sabbioso-ghiaiosi ( $k_h = n_h \cdot z / d$ ,  $E_h = k_h d$ ).

I valori assunti in funzione della stratigrafia sono riportati in tabella 5.1.

La rigidezza del palo è stata tenuta in conto considerando un modulo del calcestruzzo del palo pari a 30000 MPa.

Nelle analisi la connessione della testa palo alla fondazione è stata considerata a "testa incastrata".

I risultati dell'interazione terreno-struttura per i pali delle spalle e delle pile sono riportati nelle rispettive note di calcolo.

## **5.2. PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE DELLE FONDAZIONI PROFONDE**

### **5.2.1. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)**

In accordo a quanto definito nel Par. 6.4.3.1 delle NTC2008, per fondazioni su pali, devono essere prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:

- stabilità globale;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali. SLU di tipo strutturale (STRU), relative a condizioni di:
- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Secondo il Par. 6.4.3.1 delle NTC 2008, le verifiche di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (C2) : A2 + M2 + R2 dell'Approccio 1 (DA1).

Le rimanenti verifiche (GEO/STRU) vengono effettuate secondo l'Approccio 2, con la Combinazione: A1 + M1 + R3. Nelle verifiche SLU strutturali, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2008, deve essere incluso tra le azioni permanenti.

**Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale <sup>(*)</sup>	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

### 5.2.2. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Per quanto riguarda lo stato limite di servizio (SLE), deve essere verificato che gli effetti attesi delle azioni caratteristiche (cedimenti, rotazioni, vibrazioni) sulle strutture proposte (o quelli indotti, se il caso, sulle strutture adiacenti) siano inferiori al massimo di quelli consentiti. Le analisi dovranno essere effettuate considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali, con riferimento sia alla resistenza che alla deformabilità.



### 5.3. STRATIGRAFIA DI CALCOLO E LIVELLO DI FALDA

Sulla base dei dati di indagine disponibili lungo il tratto dell'opera e sulla base di quanto detto al capitolo 4, di seguito si riportano la stratigrafia di calcolo ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni considerati. La successione stratigrafica scelta si basa sul sondaggio CDS5, il più prossimo alle fondazioni del viadotto NV51, tenendo conto anche degli altri sondaggi nell'aumentare cautelativamente lo spessore delle unità geologiche meno portanti (limi argillosi).

Per un calcolo più cautelativo i valori assunti fanno riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici caratteristici ricavati dai sondaggi e delle prove effettuate.

Tabella 5.1: NV51 - Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo.

	Da	a	$\gamma$	$\phi'_k$	$c'_k$	$C_{uk}$	$N_{SPT,medio}$	$\tau_{us,max}$	$q_{b,ult}$	$E_h$	$n_h$
	(m p.c.)	(m p.c.)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	(kPa)	colpi/30cm	(kPa)	(kPa)	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>
UG 1 Riporti	0.0	1.0	18.0	28.0	0	-	-	100	2500	$n_h \cdot z$	7500
UG 6 Ghiaie sabbiose	1.0	12.0	19.0	38.0	0	-	34	100	2500	$n_h \cdot z$	15000
UG 2 Limo argilloso	12.0	14.0	18.0	26.0	0	140	-	100	$9 \cdot C_{uk}$	$400 \cdot C_{uk}$	-
UG 4 Sabbia	14.0	30.0	18.0	34.0	0	-	34	100	2500	$n_h \cdot z$	12000
UG 2 Limo argilloso	30.0	38.0	18.0	26.0	0	140	-	100	$9 \cdot C_{uk}$	$400 \cdot C_{uk}$	-
UG4 Sabbia	Da 38.0 in poi		18.0	34.0	0	-	60	150	4000	$n_h \cdot z$	12000

con:

$\gamma$  = peso di volume naturale;

$\phi'_k$  = valore caratteristico dell'angolo di attrito;

$c'_k$  = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate;

$C_{uk}$  = valore caratteristico della coesione non drenata;

$\tau_{us,max}$  = valore massimo della resistenza laterale: per terreni coesivi  $\tau_{us,max} = 100$  kPa, per terreni sabbiosi, ci si riferisce alle indicazioni di Wright e Reese (1977);

$q_{b,ult}$  = valore assunto per la resistenza ultima di base; per in terreni sabbiosi, ci si riferisce alle indicazioni di Wright e Reese (1977);

$E_h$  = modulo di reazione del terreno;

$n_h$  = valore assunto per l'incremento del modulo di reazione orizzontale con la profondità per i materiali sabbioso-gliaiosi ( $k_h = n_h \cdot z / d$ ,  $E_h = k_h d$ ).

Nei calcoli di portanza che seguono l'altezza di falda è stata considerata a -6 m da p.c., mentre la testa del palo è a -2.50 m dal piano campagna per le pile e a 0.00 + l'altezza del rilevato per le spalle (spalle passanti).

Per quanto riguarda la pila P4, al di sopra dell'unità UG1 è presente un ritombamento con terreno di riporto di altezza 5.50 ÷ 6.00 m. Il terreno in questione è assunto con caratteristiche meccaniche uguali a quelle dell'UG1 (riporti).

## **5.4. CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO AI CARICHI ASSIALI**

In conformità con la normativa NTC2008, la resistenza geotecnica di progetto del palo soggetto a carichi di compressione  $R_{c,d}$  e di trazione  $R_{t,d}$  è stata ottenuta partendo dal valore di resistenza caratteristico a compressione  $R_{c,k}$  e a trazione  $R_{t,k}$ , applicando i coefficienti parziali indicati nella Tab. 6.4.II delle NTC2008).

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_{R3}}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{R3}}$$

In particolare, per i pali trivellati in calcestruzzo gettati opera:

$\gamma_{R3} = 1.15$  per la resistenza laterale in compressione;

$\gamma_{R3} = 1.25$  per la resistenza laterale in trazione;

$\gamma_{R3} = 1.35$  per la resistenza di base.

I valori caratteristici a compressione del palo  $R_{c,k}$  e a trazione  $R_{t,k}$ , sono ottenuti applicando i fattori di correlazioni  $\xi_3$  e  $\xi_4$  (si veda Tab. 6.4.IV NTC2008) alla resistenza a compressione  $R_{c,cal}$  e a trazione  $R_{t,cal}$  calcolati partendo dai risultati delle indagini geotecniche. In particolare:

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

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

I valori di  $\xi_3$  e  $\xi_4$  da utilizzare nelle analisi sono funzione dal numero di sondaggi indipendenti che sono stati considerati per valutare la resistenza del palo per ogni area omogenea o struttura.

Per l'opera in questione si è scelto di considerare, come riportato al Capitolo 4, una stratigrafia di calcolo che fa riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici caratteristici, considerando inoltre una successione stratigrafica ragionevolmente cautelativa. Si è quindi ritenuto che il valore di resistenza di calcolo così ottenuto rappresenti un minimo fra quelli possibili. Si è ritenuto di utilizzare un coefficiente pari a  $\xi_4=1.55$ .

**Tabella 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	$\geq 10$
$\xi_3$	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

Al fine di motivare più nel dettaglio le modalità con le quali verranno svolte le valutazioni sulla capacità portante verticale dei pali e sulla scelta dei coefficienti di correlazione in funzione del numero delle verticali indagate, si osserva quanto segue: per la determinazione della portanza si è fatto riferimento ad un'unica stratigrafia di calcolo facendo ricorso ai valori minimi dei parametri geotecnici caratteristici. Si è in sostanza partiti considerando la successione stratigrafica del sondaggio CDS5, il più prossimo alle fondazioni del viadotto NV51 e quindi (pur in un panorama di sostanziale uniformità geotecnica) più rappresentativo degli altri. Considerato però il fatto che i sondaggi effettuati si dispongono su una direttrice perpendicolare allo sviluppo del ponte NV51, e quindi che altri sondaggi non possono direttamente comunicare valori altrettanto rappresentativi come quelli del sondaggio più prossimo, si è ritenuto opportuno operare in misura cautelativa per tenere in conto di una non escludibile variabilità nel senso dello sviluppo dell'opera.



Si è cercato quindi di ricavare un realistico ambito di variabilità per la stratigrafia del sondaggio più prossimo, confrontandolo con le stratigrafie di altri sondaggi più distanti.

Questo ha portato ad aumentare cautelativamente lo spessore delle unità geologiche meno portanti ottenendo in sostanza una verticale di calcolo più cautelativa di quella propria del sondaggio CDS5.

Pur se il calcolo della portanza è quindi riferito formalmente ad un'unica verticale, per tenere in debita considerazione il fatto di essersi comunque avvalsi qualitativamente della stratigrafia di altre verticali, si è optato per assumere il coefficiente  $\xi$  che si sarebbe dovuto assumere per il calcolo svolto a partire da 2 verticali. Sarebbe stato esageratamente cautelativo assumere il coefficiente  $\xi$  relativo ad un unico sondaggio.

Dal momento quindi che non si dispongono di almeno 2 verticali non è stato possibile effettuare alcuna media e quindi non sarà possibile svolgere, come richiede la normativa, il calcolo basato sui valori medi con l'impiego del coefficiente  $\xi_3$ .

Le resistenze di calcolo  $R_{c,cal}$  e  $R_{t,cal}$  sono state determinate sulla base delle seguenti relazioni:

$$R_{c,cal} = Q_{c,ult} = Q_{ult,lat} + Q_{ult,base}$$

$$R_{t,cal} = Q_{t,ult} = Q_{ult,lat}$$

con:

$Q_{c,ult}$  = resistenza alla base ultima del singolo palo in compressione;  $Q_{t,ult}$  = resistenza alla base ultima del singolo palo in trazione;  $Q_{ult,lat}$  = resistenza laterale ultima;  $Q_{ult,base}$  = resistenza alla base ultima.

La resistenza laterale ultima  $\tau_{lim}$  è stata valutata come segue:

#### Terreni coesivi (breve termine)

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = \alpha \cdot C_{uk} \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

$\alpha$  = coefficiente ricavato sulla base di quanto riportato nella tabella sottostante;

$C_{uk}$  = resistenza a taglio non drenata.

$c_u \leq 25 \text{ kPa}$	$\alpha = 0.9$
$25 \text{ kPa} < c_u \leq 50 \text{ kPa}$	$\alpha = 0.8$
$50 \text{ kPa} < c_u \leq 75 \text{ kPa}$	$\alpha = 0.6$
$75 \text{ kPa} < c_u$	$\alpha = 0.4$

#### Terreni coesivi (lungo termine)

Per i tratti di palo attraverso gli strati di terreni a grana fina (limi con argilla, limi debolmente argillosi sabbiosi, limi sabbiosi), che sono normal consolidati, la resistenza di interfaccia è ricavata applicando il noto metodo  $\beta$ ; in pratica si pone  $\tau_{lim} = \beta (\sigma'_v)$  con  $\beta = (k_0) (\tan \varphi') = (1 - \sin \varphi') (\tan \varphi')$ , avendo indicato con  $(k_0)$  il coefficiente di spinta a riposo.

#### Terreni sabbiosi

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = k \cdot \tan \varphi' \cdot \sigma'_v \leq \tau_{us,max} \text{ kPa dove:}$$

$k$  = coefficiente di spinta laterale, considerato pari a 0.7 per i pali trivellati;

$\varphi'$  = angolo d'attrito terreno;

$\sigma'_v$  = tensione verticale alla quota di riferimento;

I valori massimi di  $\tau_{us,max}$  sono stabiliti in accordo alle indicazioni di Reese & Wright [1977] (vedi anche Gwizdala [1984]) nel caso di pali trivellati a fango, sulla base delle seguenti espressioni:

$$\tau_{us,max} = 3 N_{SPT} \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} \leq 53 \text{ colpi/30 cm}$$

$$\tau_{us,max} = 142 + 0.32 N_{SPT} \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} > 53 \text{ colpi/30 cm}$$

Per comodità di calcolo, e laddove  $N_{SPT} \geq 50$  per il tratto di interesse, si porrà:

$$\tau_{us,max} = 150 \text{ kPa}$$

La resistenza ultima di base  $q_{b,ult}$  è stata determinata come segue:

#### Terreni coesivi

$$q_{b,ult} \text{ (kPa)} = 9 \cdot C_{uk}$$

#### Terreni sabbiosi

Il valore di  $q_{b,ult}$  è stato stabilito considerando un rapporto fra il cedimento della base del palo ed il diametro del palo pari al 10%.

Quando disponibili dati penetrometrici, si è considerato (Fioravante et al. (1995) e Ghionna et al. (1994) Lancellotta et al. (2011))

$$q_{bcr, 0.1} \cong 0.15 \div 0.18 q_c$$

Quando disponibili dati SPT, si sono utilizzate le indicazioni di Reese e O'Neill, 1988, Fioravante et al., 1995:

$$q_{bcr, 0.1} = 75 \text{ NSPT} < 4000 \text{ kPa}$$

Tali dati sono in ottimo accordo con le indicazioni di Berezantzev (1965), riportate da AGI (1984).

Nei terreni stratificati, come quelli dell'area in oggetto, costituiti da alternanze di strati coesivi e di sabbie o ghiaie, la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi è stata abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato nella figura sottostante.

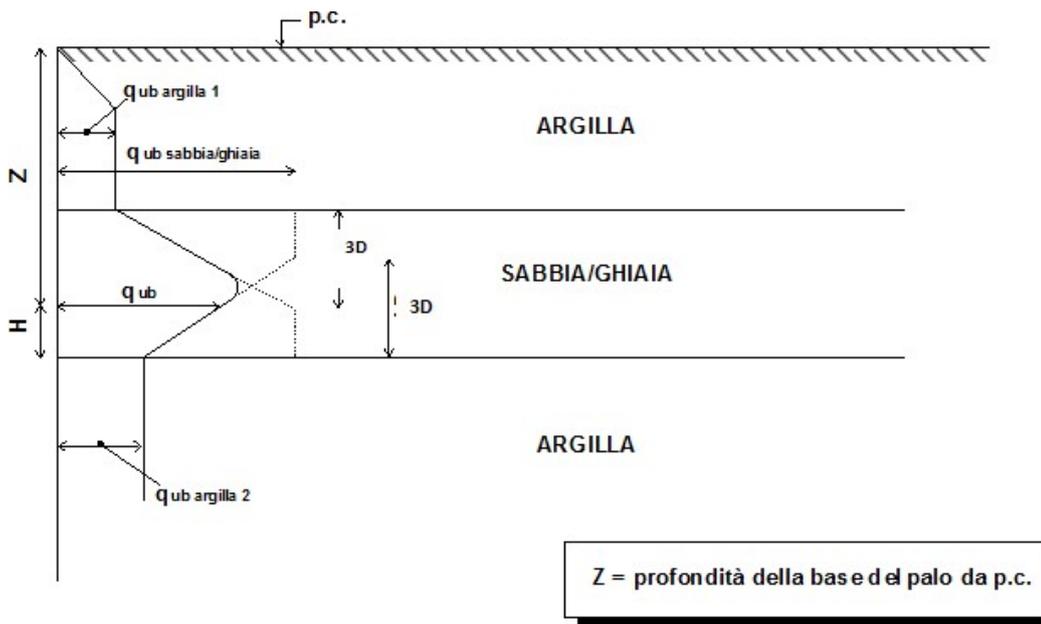


Figura 5.4: Criterio di valutazione della pressione ultima di base ( $q_{ub}$ ) in terreni Stratificati

Le stime delle resistenze geotecniche di progetto dei pali soggetti a carichi verticali a compressione  $R_{c,d}$  e trazione  $R_{t,d}$  sono riportate nelle figure seguenti.

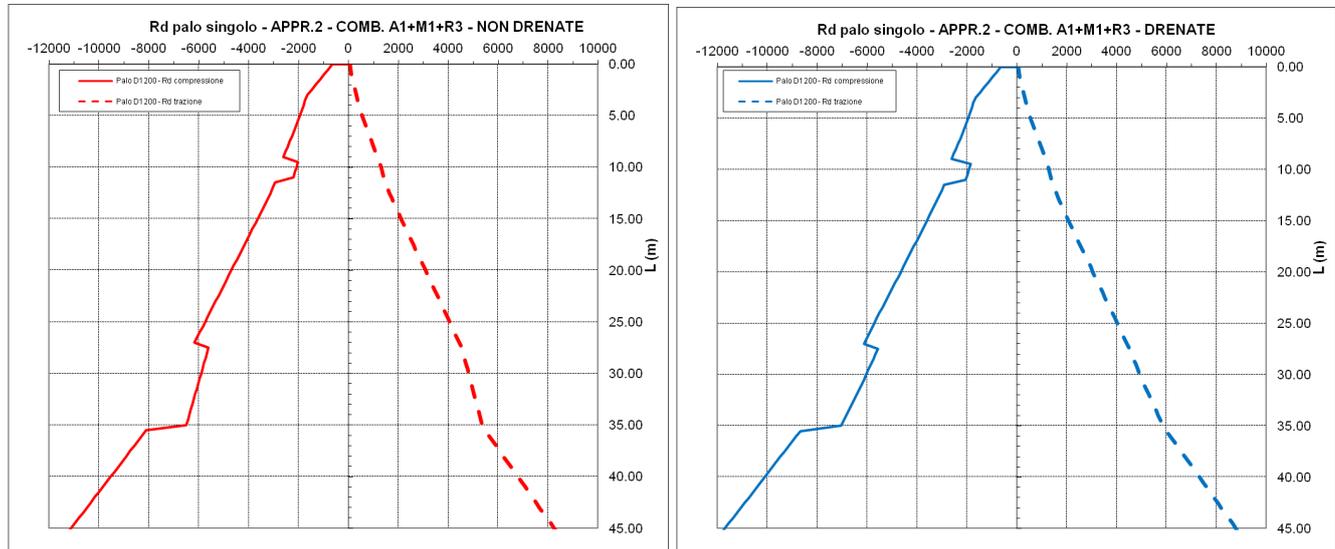
Le resistenze di progetto dovranno essere confrontate con i carichi di progetto a testa pali (considerando i coefficienti parziali  $\gamma_A$  sulle azioni caratteristiche).

Si ricorda che, in accordo a quanto riportato al paragrafo 5.2.1.1, i valori di carico sollecitante sul palo considerano anche il peso del palo. Nella condizione di verifica a compressione è stato assunto come carico permanente sfavorevole, mentre nella condizione di verifica a trazione è stato assunto come azione permanente favorevole.



**PALI PILE P1, P2, P3:**

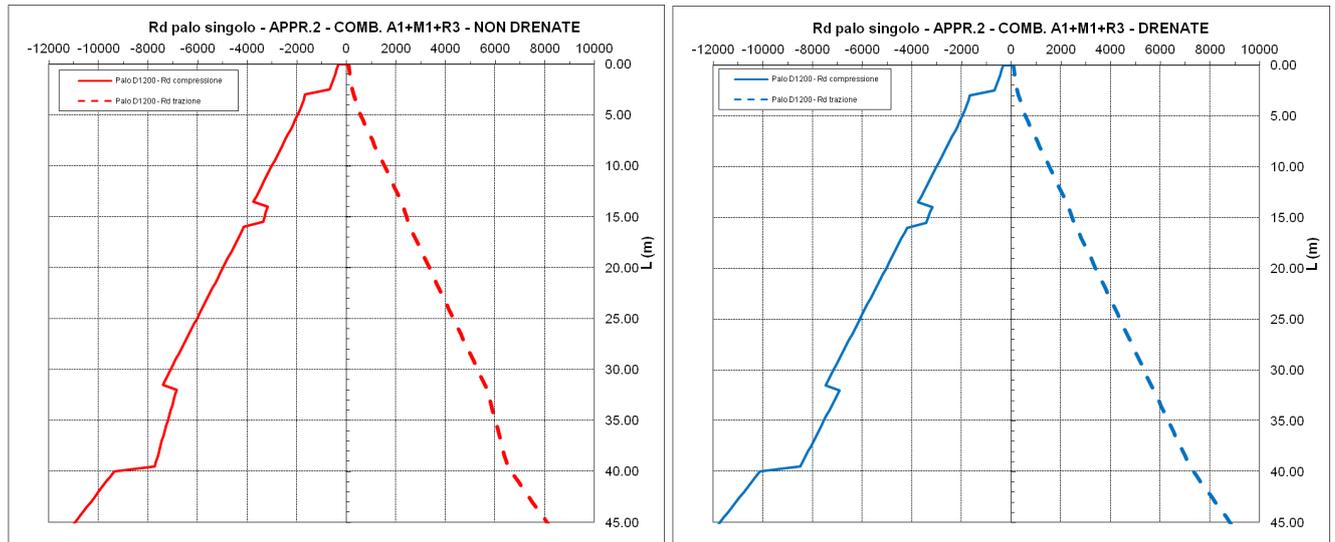
- la lunghezza indicata nelle figure  $L(m)$  rappresenta la lunghezza totale del palo; la testa del palo è stata assunta a -2.50 m dal piano campagna.



**Figura 5.5 : DA1-C2: Resistenza di progetto GEO pali pile P1, P2, P3**

**PALI PILA P4:**

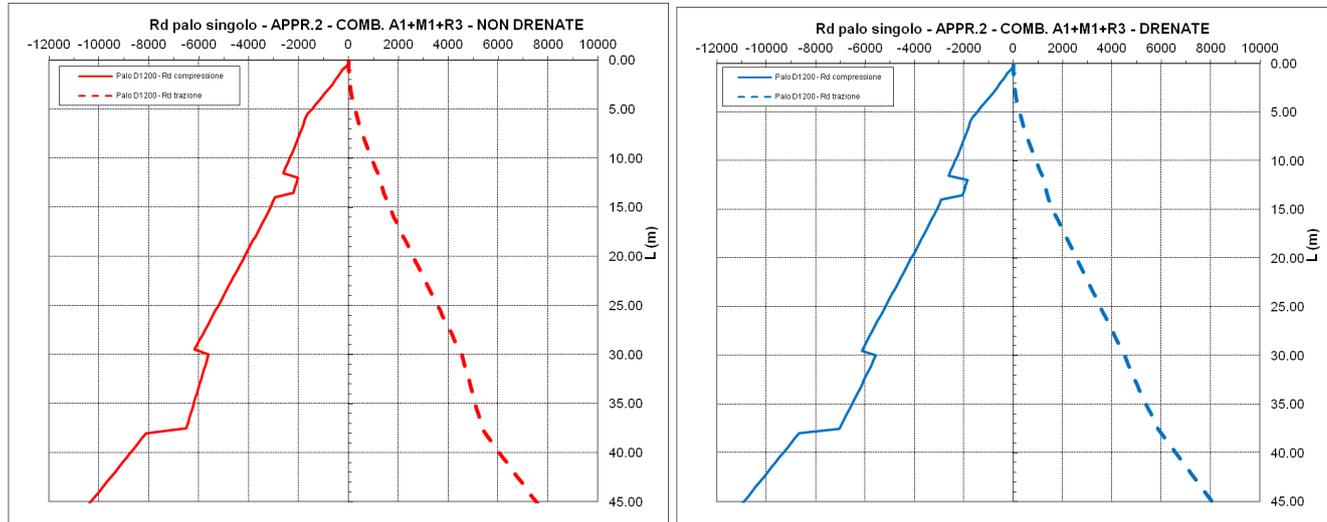
- la lunghezza indicata nelle figure  $L(m)$  rappresenta la lunghezza totale del palo, comprensiva del tratto di terreno di ritombamento; la testa del palo è stata assunta a -3.50 m dal piano del terreno di ritombamento (+2.00 m dal piano campagna del terreno naturale).



**Figura 5.6 : DA1-C2: Resistenza di progetto GEO pali pile P4**

**PALI SPALLE:**

- la lunghezza indicata nelle figure  $L(m)$  rappresenta la lunghezza del tratto di palo a partire dal piano campagna; per arrivare alla lunghezza totale del palo deve essere sommato il tratto di palo immerso nel rilevato sopra al piano campagna, per il quale è stata assunta una portanza nulla, a favore di sicurezza.


**Figura 5.7 : DA1-C2: Resistenza di progetto GEO pali spalle**

Al fine di dare maggiori dettagli sulla determinazione dei grafici presentati, nel seguito sono riportate delle tabelle con gli effettivi valori adottati secondo la procedura analitica descritta in precedenza, distinti per ogni elemento. Per quanto riguarda la terminologia adottata :

- $z$  (m) : profondità ad piano campagna ;
- $\gamma$  ( $\text{kN/m}^3$ ) : peso specifico del terreno ;
- $\gamma'$  ( $\text{kN/m}^3$ ) : peso specifico efficace del terreno ;
- $c_u$  (kPa) : coesione non drenata del terreno ;
- $\phi'$  ( $^\circ$ ) : angolo di attrito efficace del terreno ;
- $c'$  (kPa) : coesione efficace del terreno ;
- $\sigma_v$  (kPa) : tensione verticale totale alla profondità  $z$  ;
- $\sigma'_v$  (kPa) : tensione verticale efficace alla profondità  $z$  ;
- $Nq^*$  : fattore di capacità portante di punta secondo Berezantzev ;
- $q_{s,a,ND}$  (kPa): capacità portante laterale di un terreno argilloso in condizioni non drenate ;
- $q_{s,a,D}$  (kPa): capacità portante laterale di un terreno argilloso in condizioni drenate ;
- $q_{s,s}$  (kPa): capacità portante laterale di un terreno sabbioso ;
- $q_{p,s}$  (kPa): capacità portante di punta di un terreno sabbioso o argilloso in condizioni drenate ;
- $q_{p,a,ND}$  (kPa): capacità portante di punta di un terreno argilloso in condizioni non drenate ;
- $s$  (m) : lunghezza palo misurata dalla sua testa ;
- $q_p$  (kPa) : resistenza di punta riferita al materiale presente alla profondità analizzata, distinta per condizioni drenate e non drenate ;
- $q_s$  (kPa) : resistenza laterale riferita al materiale presente alla profondità analizzata, distinta per condizioni drenate e non drenate ;
- $q_{p,max}$  (kPa) : resistenza di punta massima riferita al materiale presente alla profondità analizzata, distinta per condizioni drenate e non drenate ;
- $q_{s,max}$  (kPa) : resistenza laterale massima riferita al materiale presente alla profondità analizzata, distinta per condizioni drenate e non drenate ;
- $R_{b,k}$  (kN) : resistenza di punta caratteristica per un palo di lunghezza 's' ;
- $R_{s,k}$  (kN) : resistenza laterale caratteristica per un palo di lunghezza 's' ;
- $R_{c,d}$  (kN) : resistenza di progetto a compressione, valutata tenendo conto dei contributi di punta e laterale, a cui sono applicati i coefficienti parziali di sicurezza ed il coefficiente di correlazione ;
- $R_{t,d}$  (kN) : resistenza di progetto a trazione, valutata tenendo conto del contributo laterale, a cui è applicato il coefficiente parziali di sicurezza ed il coefficiente di correlazione.



# LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA

Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza  
PROGETTO ESECUTIVO: CAVALCAVIA NV51

TITOLO: Relazione Geotecnica

CODIFICA DOCUMENTO  
IN17-12-E-12-RB-NV51-01-001-A00

REV. A del 14/07/2023

Pag. 34 di 45

## PALI PILE P1, P2, P3:

z	γ	γ'	c <sub>u</sub>	φ'	c'	σ <sub>v</sub>	σ <sub>v'</sub>	N <sub>60</sub>	Q <sub>60</sub>	s	q <sub>p</sub>	q <sub>s</sub>	q <sub>p,max</sub>	q <sub>s,max</sub>	R <sub>b,k</sub>	R <sub>s,k</sub>	R <sub>c,d</sub>	R <sub>t,d</sub>	q <sub>p</sub>	q <sub>s</sub>	q <sub>p,max</sub>	q <sub>s,max</sub>	R <sub>b,k</sub>	R <sub>s,k</sub>	R <sub>c,d</sub>	R <sub>t,d</sub>				
m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kPa	°	kPa	kPa	kPa	Boreazzone	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	m Zilip	kPa	kPa	kPa	kPa	kN	kN	kN	kN	kPa	kPa	kPa	kPa	kN	kN	kN	kN
0.50	18.0	18.0	28.0	28.0	9.0	9.0	7.30	0.0	2.5	3.3	65.7	9.0	0.00	66	3	2500	100	74	3	-37	2	66	3	2500	100	74	3	-37	2	
1.00	18.0	18.0	28.0	28.0	18.5	18.5	23.70	0.0	5.6	10.1	438.5	18.5	0.00	438	10	2500	100	496	16	-246	8	438	10	2500	100	496	16	-246	8	
1.50	19.0	19.0	38.0	38.0	28.0	28.0	23.70	0.0	8.4	15.3	663.6	28.0	0.00	664	15	2500	100	751	40	-381	21	664	15	2500	100	751	40	-381	21	
2.00	19.0	19.0	38.0	38.0	37.5	37.5	23.70	0.0	11.3	20.5	888.8	37.5	0.00	889	21	2500	100	1005	74	-522	38	889	21	2500	100	1005	74	-522	38	
2.50	19.0	19.0	38.0	38.0	47.0	47.0	23.70	0.0	14.1	25.7	1113.9	47.0	0.00	1114	26	2500	100	1260	117	-658	60	1114	26	2500	100	1260	117	-658	60	
3.00	19.0	19.0	38.0	38.0	56.5	56.5	23.70	0.0	17.0	30.9	1338.1	56.5	0.50	1339	31	2500	100	1514	170	-819	88	1339	31	2500	100	1514	170	-819	88	
3.50	19.0	19.0	38.0	38.0	66.0	66.0	23.70	0.0	19.8	36.1	1564.2	66.0	1.00	1564	36	2500	100	1769	234	-977	121	1564	36	2500	100	1769	234	-977	121	
4.00	19.0	19.0	38.0	38.0	75.5	75.5	23.70	0.0	22.7	41.3	1789.4	75.5	1.50	1789	41	2500	100	2024	307	-1139	158	1789	41	2500	100	2024	307	-1139	158	
4.50	19.0	19.0	38.0	38.0	85.0	85.0	23.70	0.0	25.5	46.5	2014.5	85.0	2.00	2015	46	2500	100	2278	389	-1307	201	2015	46	2500	100	2278	389	-1307	201	
5.00	19.0	19.0	38.0	38.0	94.5	94.5	23.70	0.0	28.4	51.7	2239.7	94.5	2.50	2240	52	2500	100	2533	482	-1481	249	2240	52	2500	100	2533	482	-1481	249	
5.50	19.0	19.0	38.0	38.0	104.0	104.0	23.70	0.0	31.2	56.9	2464.9	104.0	3.00	2465	60	2500	100	2788	584	-1648	301	2465	60	2500	100	2788	584	-1648	301	
6.00	19.0	19.0	38.0	38.0	113.5	113.5	23.70	0.0	34.1	62.1	2690.0	113.5	3.50	2690	62	2500	100	2827	696	-1742	359	2690	62	2500	100	2827	696	-1742	359	
6.50	19.0	19.0	38.0	38.0	123.0	123.0	23.70	0.0	35.4	64.5	2796.6	123.0	4.00	2797	65	2500	100	2827	816	-1809	421	2797	65	2500	100	2827	816	-1809	421	
7.00	19.0	19.0	38.0	38.0	132.5	132.5	23.70	0.0	36.8	67.0	2903.3	132.5	4.50	2903	67	2500	100	2827	940	-1878	485	2903	67	2500	100	2827	940	-1878	485	
7.50	19.0	19.0	38.0	38.0	142.0	142.0	23.70	0.0	38.1	69.5	3009.9	142.0	5.00	3010	69	2500	100	2827	1068	-1950	551	3010	69	2500	100	2827	1068	-1950	551	
8.00	19.0	19.0	38.0	38.0	151.5	151.5	23.70	0.0	39.5	71.9	3116.6	151.5	5.50	3117	72	2500	100	2827	1201	-2025	620	3117	72	2500	100	2827	1201	-2025	620	
8.50	19.0	19.0	38.0	38.0	161.0	161.0	23.70	0.0	40.8	74.4	3223.2	161.0	6.00	3223	74	2500	100	2827	1339	-2103	691	3223	74	2500	100	2827	1339	-2103	691	
9.00	19.0	19.0	38.0	38.0	170.5	170.5	23.70	0.0	42.2	76.8	3329.9	170.5	6.50	3330	77	2500	100	2827	1482	-2183	765	3330	77	2500	100	2827	1482	-2183	765	
9.50	19.0	19.0	38.0	38.0	180.0	180.0	23.70	0.0	43.5	79.3	3436.5	180.0	7.00	3437	79	2500	100	2827	1629	-2265	841	3437	79	2500	100	2827	1629	-2265	841	
10.00	19.0	19.0	38.0	38.0	189.5	189.5	23.70	0.0	44.9	81.8	3543.2	189.5	7.50	3543	82	2500	100	2827	1781	-2350	919	3543	82	2500	100	2827	1781	-2350	919	
10.50	19.0	19.0	38.0	38.0	199.0	199.0	23.70	0.0	46.2	84.2	3649.8	199.0	8.00	3650	84	2500	100	2827	1937	-2438	1000	3650	84	2500	100	2827	1937	-2438	1000	
11.00	19.0	19.0	38.0	38.0	208.5	208.5	23.70	0.0	47.6	86.7	3756.5	208.5	8.50	3756	87	2500	100	2827	2098	-2528	1083	3756	87	2500	100	2827	2098	-2528	1083	
11.50	19.0	19.0	38.0	38.0	218.0	218.0	23.70	0.0	48.9	89.1	3863.1	218.0	9.00	3863	89	2500	100	2827	2264	-2621	1168	3863	89	2500	100	2827	2264	-2621	1168	
12.00	18.0	18.0	26.0	26.0	227.0	227.0	5.77	56.0	45.7	57.0	964.0	1487.0	9.50	1487	56	1260	100	1425	2401	-2028	1239	964	46	1260	100	1000	2391	-1824	1239	
12.50	18.0	18.0	26.0	26.0	236.0	236.0	5.77	56.0	46.8	58.4	967.1	1496.0	10.00	1486	56	1260	100	1425	2506	-2067	1304	967	47	1260	100	1116	2478	-1922	1274	
13.00	18.0	18.0	26.0	26.0	245.0	245.0	5.77	56.0	47.9	59.7	1010.2	1506.0	10.50	1508	56	1260	100	1425	2612	-2146	1368	1010	48	1260	100	1142	2563	-1986	1325	
13.50	18.0	18.0	26.0	26.0	254.0	254.0	5.77	56.0	49.0	61.1	1033.3	1514.0	11.00	1514	56	1260	100	1425	2717	-2206	1403	1033	49	1260	100	1169	2659	-2050	1372	
14.00	18.0	18.0	26.0	26.0	263.0	263.0	5.77	56.0	50.1	62.4	1056.4	1523.0	11.50	1514	56	1260	100	1425	2822	-2265	1472	1056	50	1260	100	1196	2751	-2114	1438	
14.50	18.0	18.0	26.0	26.0	272.0	272.0	5.77	56.0	51.2	63.7	1079.5	1532.0	12.00	1514	56	1260	100	1425	2927	-2324	1537	1079	51	1260	100	1223	2843	-2173	1504	
15.00	18.0	18.0	26.0	26.0	281.0	281.0	5.77	56.0	52.3	65.0	1102.6	1541.0	12.50	1514	56	1260	100	1425	3032	-2383	1602	1102	52	1260	100	1250	2935	-2232	1570	
15.50	18.0	18.0	26.0	26.0	290.0	290.0	5.77	56.0	53.4	66.3	1125.7	1550.0	13.00	1514	56	1260	100	1425	3137	-2442	1667	1125	53	1260	100	1277	3027	-2290	1636	
16.00	18.0	18.0	26.0	26.0	299.0	299.0	5.77	56.0	54.5	67.6	1148.8	1559.0	13.50	1514	56	1260	100	1425	3242	-2501	1732	1148	54	1260	100	1304	3119	-2348	1704	
16.50	18.0	18.0	26.0	26.0	308.0	308.0	5.77	56.0	55.6	68.9	1171.9	1568.0	14.00	1514	56	1260	100	1425	3347	-2560	1800	1171	55	1260	100	1331	3211	-2406	1772	
17.00	18.0	18.0	26.0	26.0	317.0	317.0	5.77	56.0	56.7	70.2	1195.0	1577.0	14.50	1514	56	1260	100	1425	3452	-2619	1867	1195	56	1260	100	1358	3303	-2464	1840	
17.50	18.0	18.0	26.0	26.0	326.0	326.0	5.77	56.0	57.8	71.5	1218.1	1586.0	15.00	1514	56	1260	100	1425	3557	-2678	1934	1218	57	1260	100	1385	3395	-2522	1908	
18.00	18.0	18.0	26.0	26.0	335.0	335.0	5.77	56.0	58.9	72.8	1241.2	1595.0	15.50	1514	56	1260	100	1425	3662	-2737	2001	1241	58	1260	100	1412	3487	-2580	1981	
18.50	18.0	18.0	26.0	26.0	344.0	344.0	5.77	56.0	60.0	74.1	1264.3	1604.0	16.00	1514	56	1260	100	1425	3767	-2796	2068	1264	59	1260	100	1439	3579	-2638	2054	
19.00	18.0	18.0	26.0	26.0	353.0	353.0	5.77	56.0	61.1	75.4	1287.4	1613.0	16.50																	







## **5.5. CARICO LIMITE ULTIMO PER FORZE ORIZZONTALI**

Il calcolo del carico orizzontale limite è eseguito con riferimento al metodo di Broms.

Per prima cosa si valuta l'indice di rigidezza relativa palo-terreno al fine di stabilire se il meccanismo di rottura sia di palo lungo o palo corto.

In particolare facendo riferimento a Poulos and Davis (1980) l'indice di rigidezza relativa è valutato come:

$$K_{RC} = \frac{E_p I_p}{E_s L^4}$$

Dove:

- $E_p$  = modulo elastico del palo,
- $I_p$  = momento di inerzia della sezione trasversale del palo,
- $E_s$  = modulo elastico del terreno
- $L$  = lunghezza di ammorsamento del palo.

Nei casi in esame si ha:

Pali pila P1,  $L = 24$  m

- $E_p = 31187$  MPa;
- $I_p = 0.10179$  m<sup>4</sup>;
- $L = 24$  m.

Per quanto riguarda il modulo elastico del terreno si considera la media pesata sulla lunghezza del palo del modulo elastico dei singoli strati di terreno attraversati dal palo e quindi:

$$\begin{aligned} E_s &= \frac{E_{UG6} \cdot S_{UG6} + E_{UG2} \cdot S_{UG2} + E_{UG4} \cdot S_{UG4}}{L} = \\ &= \frac{95MPa \cdot 9.5m + 30MPa \cdot 2m + 95MPa \cdot 11.5m}{24m} = \\ &= 85.6MPa \end{aligned}$$

Essendo  $S_i$  lo spessore del singolo strato e  $L$  la lunghezza palo.

Pertanto risulta:

$$K_{RC} = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} = \frac{31187 \cdot 0.10179}{85.6 \cdot 24^4} = 0.000112$$

**Pali pile P2, P3, L = 35 m**

- $E_p = 31187 \text{ MPa}$ ;
- $I_p = 0.10179 \text{ m}^4$ ;
- $L = 35 \text{ m}$ .

Per quanto riguarda il modulo elastico del terreno si considera la media pesata sulla lunghezza del palo del modulo elastico dei singoli strati di terreno attraversati dal palo e quindi:

$$E_s = \frac{E_{UG6} \cdot S_{UG6} + E_{UG2} \cdot S_{UG2} + E_{UG4} \cdot S_{UG4} + E_{UG2} \cdot S_{UG2}}{L} =$$
$$= \frac{95 \text{ MPa} \cdot 10.5 \text{ m} + 30 \text{ MPa} \cdot 2 \text{ m} + 95 \text{ MPa} \cdot 16 \text{ m} + 30 \text{ MPa} \cdot 6.5 \text{ m}}{35 \text{ m}} =$$
$$= 79.2 \text{ MPa}$$

Essendo  $S_i$  lo spessore del singolo strato e  $L$  la lunghezza palo.

Pertanto risulta:

$$K_{RC} = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} = \frac{31187 \cdot 0.10179}{79.2 \cdot 35^4} = 0.000027$$

**Pali pila P4, L = 24 m**

- $E_p = 31187 \text{ MPa}$ ;
- $I_p = 0.10179 \text{ m}^4$ ;
- $L = 24 \text{ m}$ .

Per quanto riguarda il modulo elastico del terreno si considera la media pesata sulla lunghezza del palo del modulo elastico dei singoli strati di terreno attraversati dal palo e quindi:

$$E_s = \frac{E_{UG1} \cdot S_{UG1} + E_{UG6} \cdot S_{UG6} + E_{UG2} \cdot S_{UG2} + E_{UG4} \cdot S_{UG4}}{L} =$$
$$= \frac{15 \text{ MPa} \cdot 3 \text{ m} + 95 \text{ MPa} \cdot 11 \text{ m} + 30 \text{ MPa} \cdot 2 \text{ m} + 95 \text{ MPa} \cdot 8 \text{ m}}{24 \text{ m}} =$$
$$= 79.6 \text{ MPa}$$

Essendo  $S_i$  lo spessore del singolo strato e  $L$  la lunghezza palo.

Pertanto risulta:

$$K_{RC} = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} = \frac{31187 \cdot 0.10179}{79.6 \cdot 24^4} = 0.00012$$

**Pali spalla S1, L = 27 m**

- $E_p = 31187 \text{ MPa}$ ;
- $I_p = 0.10179 \text{ m}^4$ ;
- $L = 27 \text{ m}$ .

Per quanto riguarda il modulo elastico del terreno si considera la media pesata sulla lunghezza del palo del modulo elastico dei singoli strati di terreno attraversati dal palo e quindi:

$$E_s = \frac{E_{RIL} \cdot S_{RIL} + E_{UG1} \cdot S_{UG1} + E_{UG6} \cdot S_{UG6} + E_{UG2} \cdot S_{UG2} + E_{UG4} \cdot S_{UG4}}{L} =$$
$$= \frac{10 \text{ MPa} \cdot 3.3 \text{ m} + 15 \text{ MPa} \cdot 1 \text{ m} + 95 \text{ MPa} \cdot 11 \text{ m} + 30 \text{ MPa} \cdot 2 \text{ m} + 95 \text{ MPa} \cdot 9.7 \text{ m}}{27 \text{ m}} =$$
$$= 76.8 \text{ MPa}$$

Essendo  $S_i$  lo spessore del singolo strato e  $L$  la lunghezza palo.

Pertanto risulta:

$$K_{RC} = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} = \frac{31187 \cdot 0.10179}{76.8 \cdot 27^4} = 0.000078$$

Pali spalla S2, L = 32 m

- $E_p = 31187 \text{ MPa}$ ;
- $I_p = 0.10179 \text{ m}^4$ ;
- $L = 32 \text{ m}$ .

Per quanto riguarda il modulo elastico del terreno si considera la media pesata sulla lunghezza del palo del modulo elastico dei singoli strati di terreno attraversati dal palo e quindi:

$$E_s = \frac{E_{RIL} \cdot S_{RIL} + E_{UG1} \cdot S_{UG1} + E_{UG6} \cdot S_{UG6} + E_{UG2} \cdot S_{UG2} + E_{UG4} \cdot S_{UG4}}{L}$$

$$= \frac{10 \text{ MPa} \cdot 7.7 \text{ m} + 15 \text{ MPa} \cdot 1 \text{ m} + 95 \text{ MPa} \cdot 11 \text{ m} + 30 \text{ MPa} \cdot 2 \text{ m} + 95 \text{ MPa} \cdot 10.3 \text{ m}}{32 \text{ m}}$$

$$= 68.0 \text{ MPa}$$

Essendo  $S_i$  lo spessore del singolo strato e  $L$  la lunghezza palo.

Pertanto risulta:

$$K_{RC} = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} = \frac{31187 \cdot 0.10179}{68.0 \cdot 32^4} = 0.000045$$

Il valore risulta inferiore a 0.01 pertanto il meccanismo di rottura è del tipo palo lungo. Il carico limite viene quindi ricavato con riferimento al diagramma seguente.

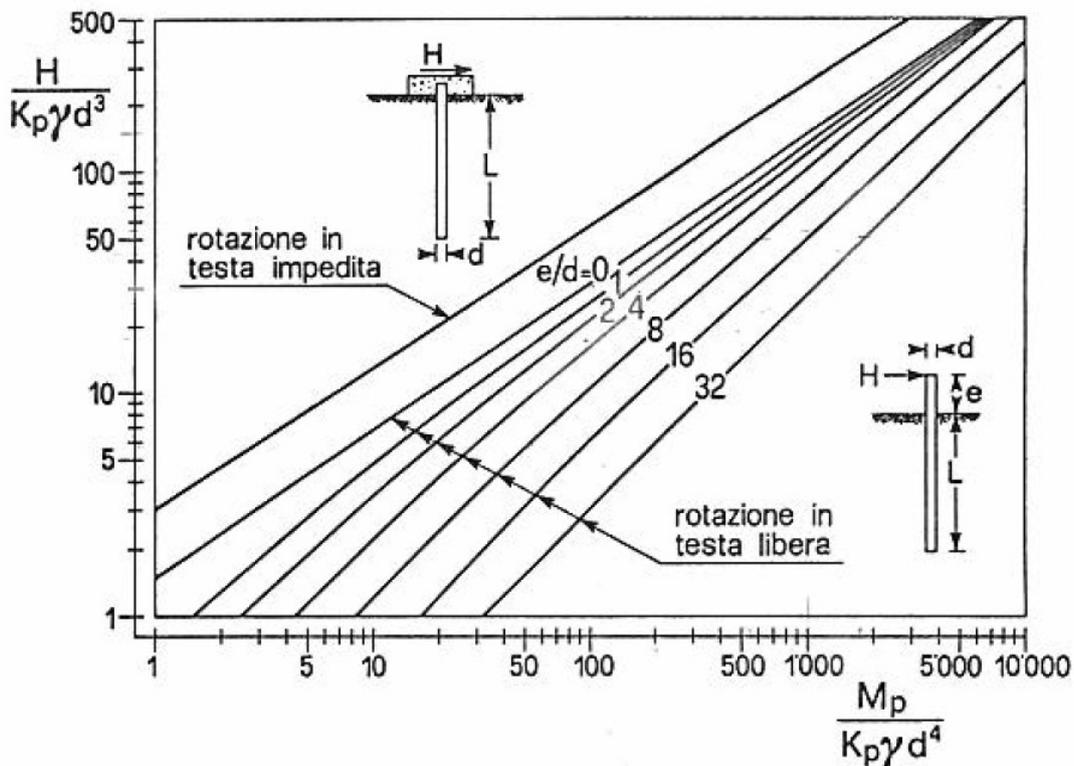


Figura 5.8.: Carico limite orizzontale in terreni incoerenti secondo Broms

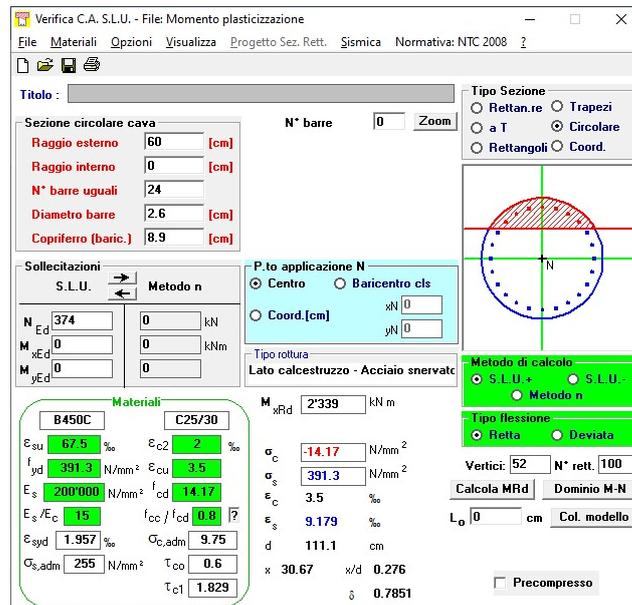
Nel calcolo si fa riferimento al caso di pali con rotazione in testa impedita tenendo conto del vincolo offerto dal plinto di fondazione.



**Pali pila P1, L = 24 m**

Il momento plastico resistente del palo ricavato dalle analisi strutturali in riferimento allo sforzo normale minimo (pari a 374 kN di compressione) è pari a 2339 kNm (si veda l'output del software VcaSlu di seguito), pertanto si ottiene:

- $K_p$  = coefficiente di spinta passiva pari a  $tg^2(45 + \frac{\varphi}{2})$ , avendo assunto un valore medio dell'angolo di attrito pari a  $33.5^\circ = 3.46$ ;
- $\gamma$  = peso di volume del terreno di fondazione, assunto come media tra il tratto fuori falda e sotto falda del palo =  $9.6 \text{ kN/m}^3$ ;
- $d$  = diametro del palo =  $1.2 \text{ m}$ .



$$M_p / (K_p \times \gamma \times d^4) = 2339 / (3.46 \times 9.6 \times 1.2^4) = 33.96$$

Quindi si ricava:

$$H / (K_p \times \gamma \times d^3) = 30 \rightarrow H = 30 \times 3.46 \times 9.6 \times 1.2^3 = 1722 \text{ kN}$$

Il valore di carico orizzontale trovato è il carico limite al quale vanno ancora applicati i fattori di sicurezza.

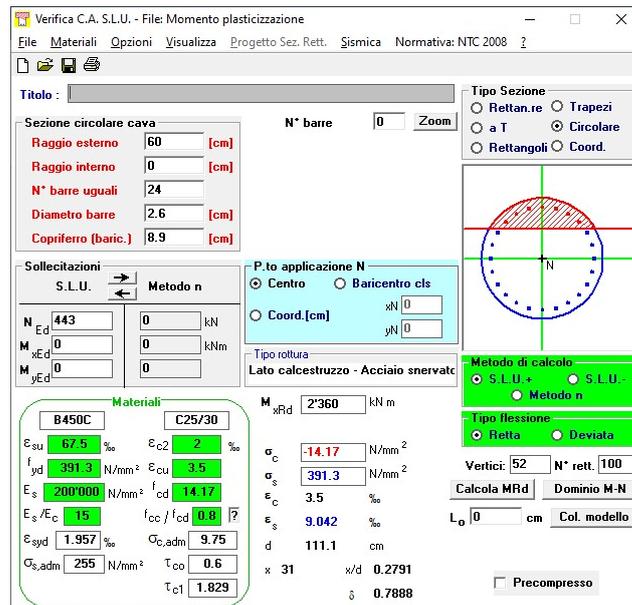
In particolare applicando i coefficienti di sicurezza R3 previsti dalla normativa per i carichi trasversali (1.3) insieme al fattore  $\xi$ , assunto pari a 1.55, si ottiene:

$$H_d = 1722 \text{ kN} / 1.55 / 1.3 = 855 \text{ kN}.$$

**Pali pile P2, P3, L = 35 m**

Il momento plastico resistente del palo ricavato dalle analisi strutturali in riferimento allo sforzo normale minimo (pari a 443 kN di compressione riferito alla pila P3) è pari a 2360 kNm (si veda l'output del software VcaSlu di seguito), pertanto si ottiene:

- $K_p$  = coefficiente di spinta passiva pari a  $tg^2(45 + \frac{\varphi}{2})$ , avendo assunto un valore medio dell'angolo di attrito pari a  $33^\circ = 3.39$ ;
- $\gamma$  = peso di volume del terreno di fondazione, assunto come media tra il tratto fuori falda e sotto falda del palo =  $9.3 \text{ kN/m}^3$ ;
- $d$  = diametro del palo =  $1.2 \text{ m}$ .



**Sezione circolare cava**

- Raggio esterno: 60 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 24
- Diametro barre: 2.6 [cm]
- Copriferro (baric.): 8.9 [cm]

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 443 [kN]

M<sub>xEd</sub>: 0 [kNm]

M<sub>yEd</sub>: 0 [kNm]

**Materiali**

B450C C25/30

ε<sub>su</sub>: 67.5 % ε<sub>c2</sub>: 2 %

f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3.5 %

E<sub>s</sub>: 200'000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 14.17

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8

ε<sub>syd</sub>: 1.957 % G<sub>c,adm</sub>: 9.75

σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.6

τ<sub>c1</sub>: 1.829

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>: 2360 [kNm]

σ<sub>c</sub>: -14.17 N/mm<sup>2</sup>

σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>

ε<sub>c</sub>: 3.5 %

ε<sub>s</sub>: 9.042 %

d: 111.1 [cm]

x: 31 x/d: 0.2791

δ: 0.7888

Vertici: 52 N° rett: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>: 0 [cm] Col. modello

Precompresso

$$M_p / (K_p \times \gamma \times d^4) = 2360 / (3.39 \times 9.3 \times 1.2^4) = 36.10$$

Quindi si ricava:

$$H / (K_p \times \gamma \times d^3) = 32 \rightarrow H = 32 \times 3.39 \times 9.3 \times 1.2^3 = 1743 \text{ kN}$$

Il valore di carico orizzontale trovato è il carico limite al quale vanno ancora applicati i fattori di sicurezza.

In particolare applicando i coefficienti di sicurezza R3 previsti dalla normativa per i carichi trasversali (1.3) insieme al fattore  $\xi$ , assunto pari a 1.55, si ottiene:

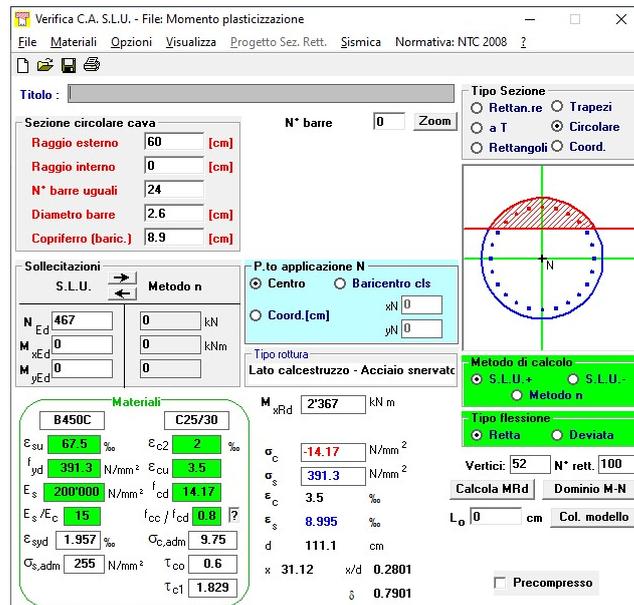
$$H_d = 1743 \text{ kN} / 1.55 / 1.3 = 865 \text{ kN}.$$



**Pali pila P4, L = 24 m**

Il momento plastico resistente del palo ricavato dalle analisi strutturali in riferimento allo sforzo normale minimo (pari a 467 kN di compressione) è pari a 2367 kNm (si veda l'output del software VcaSlu di seguito), pertanto si ottiene:

- $K_p$  = coefficiente di spinta passiva pari a  $tg^2(45 + \frac{\varphi}{2})$ , avendo assunto un valore medio dell'angolo di attrito pari a  $34^\circ = 3.54$ ;
- $\gamma$  = peso di volume del terreno di fondazione, assunto come media tra il tratto fuori falda e sotto falda del palo =  $11.8 \text{ kN/m}^3$ ;
- $d$  = diametro del palo = 1.2 m.



$$M_p / (K_p \times \gamma \times d^4) = 2367 / (3.54 \times 11.8 \times 1.2^4) = 27.33$$

Quindi si ricava:

$$H / (K_p \times \gamma \times d^3) = 27 \rightarrow H = 27 \times 3.54 \times 11.8 \times 1.2^3 = 1949 \text{ kN}$$

Il valore di carico orizzontale trovato è il carico limite al quale vanno ancora applicati i fattori di sicurezza.

In particolare applicando i coefficienti di sicurezza R3 previsti dalla normativa per i carichi trasversali (1.3) insieme al fattore  $\xi$ , assunto pari a 1.55, si ottiene:

$$H_d = 1949 \text{ kN} / 1.55 / 1.3 = 967 \text{ kN}.$$



**LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA**

Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza  
 PROGETTO ESECUTIVO: CAVALCAVIA NV51

Titolo: Relazione Geotecnica

CODIFICA DOCUMENTO  
 IN17-12-E-I2-RB-NV51-01-001-A00

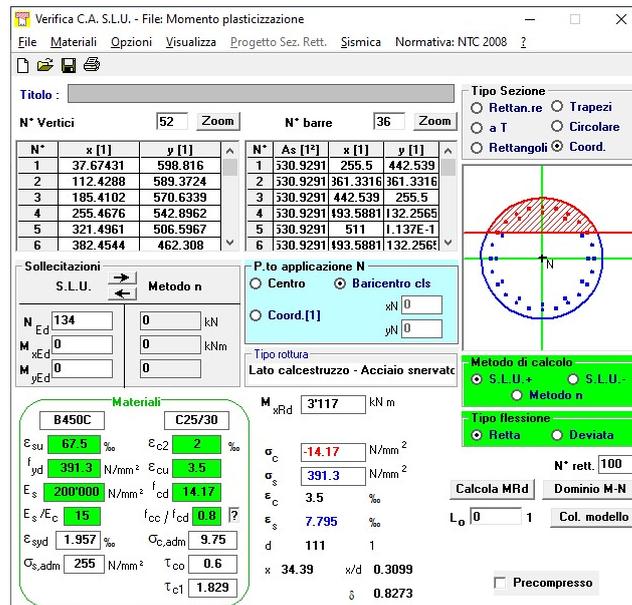
REV. A del 14/07/2023

Pag. 43 di 45

**Pali spalla S1, L = 27 m**

Il momento plastico resistente del palo ricavato dalle analisi strutturali in riferimento allo sforzo normale minimo (pari a 134 kN di compressione) è pari a 3117 kNm (si veda l'output del software VcaSlu di seguito), pertanto si ottiene:

- $K_p$  = coefficiente di spinta passiva pari a  $tg^2(45 + \frac{\varphi}{2})$ , avendo assunto un valore medio dell'angolo di attrito pari a  $33.2^\circ = 3.42$ ;
- $\gamma$  = peso di volume del terreno di fondazione, assunto come media tra il tratto fuori falda e sotto falda del palo =  $12.1 \text{ kN/m}^3$ ;
- $d$  = diametro del palo = 1.2 m.



$$M_p / (K_p \times \gamma \times d^4) = 3117 / (3.42 \times 12.1 \times 1.2^4) = 36.32$$

Quindi si ricava:

$$H / (K_p \times \gamma \times d^3) = 30 \rightarrow H = 30 \times 3.42 \times 12.1 \times 1.2^3 = 2145 \text{ kN}$$

Il valore di carico orizzontale trovato è il carico limite al quale vanno ancora applicati i fattori di sicurezza.

In particolare applicando i coefficienti di sicurezza R3 previsti dalla normativa per i carichi trasversali (1.3) insieme al fattore  $\xi$ , assunto pari a 1.55, si ottiene:

$$H_d = 2145 \text{ kN} / 1.55 / 1.3 = 1065 \text{ kN}.$$

**Pali spalla S2, L = 32 m**

Il momento plastico resistente del palo ricavato dalle analisi strutturali in riferimento allo sforzo normale minimo (pari a 120 kN di compressione) è pari a 3113 kNm, pertanto si ottiene:

- $K_p$  = coefficiente di spinta passiva pari a  $tg^2(45 + \frac{\varphi}{2})$ , avendo assunto un valore medio dell'angolo di attrito pari a  $31.6^\circ = 3.20$
- $\gamma$  = peso di volume del terreno di fondazione, assunto come media tra il tratto fuori falda e sotto falda del palo =  $13.1 \text{ kN/m}^3$ ;
- $d$  = diametro del palo = 1.2 m.



**LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA**

Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza  
 PROGETTO ESECUTIVO: CAVALCAVIA NV51

Titolo: Relazione Geotecnica

CODIFICA DOCUMENTO  
 IN17-12-E-12-RB-NV51-01-001-A00

REV. A del 14/07/2023

Pag. 44 di 45

Verifica C.A. S.L.U. - File: Momento plasticizzazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: \_\_\_\_\_

N° Vertici 52 Zoom N° barre 36 Zoom

N°	x [1]	y [1]	N°	As [1²]	x [1]	y [1]
1	37.67431	598.816	1	530.9291	255.5	442.539
2	112.4288	589.3724	2	530.9291	361.3316	361.3316
3	185.4102	570.6339	3	530.9291	442.539	255.5
4	255.4676	542.8962	4	530.9291	493.5881	132.2565
5	321.4961	506.5967	5	530.9291	511	1.137E-1
6	382.4544	462.308	6	530.9291	493.5881	132.2565

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 120 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[1] xN 0 yN 0

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 3113 kN m

Materiali

B450C		C25/30	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	200000 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub>	14.17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>sjd</sub>	1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	9.75
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub>	0.6
		τ <sub>c1</sub>	1.829

σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 7.815 ‰  
 d 111  
 x 34.33 x/d 0.3093  
 δ 0.8267

Metodo di calcolo  S.L.U. +  S.L.U. -  Metodo n

Tipo flessione  Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 1 Col. modello

Precompresso

$$M_p / (K_p \times \gamma \times d^4) = 3113 / (3.20 \times 13.1 \times 1.2^4) = 35.81$$

Quindi si ricava:

$$H / (K_p \times \gamma \times d^3) = 30 \rightarrow H = 30 \times 3.20 \times 13.1 \times 1.2^3 = 2173 \text{ kN}$$

Il valore di carico orizzontale trovato è il carico limite al quale vanno ancora applicati i fattori di sicurezza.

In particolare applicando i coefficienti di sicurezza R3 previsti dalla normativa per i carichi trasversali (1.3) insieme al fattore ξ, assunto pari a 1.55, si ottiene:

$$H_d = 2173 \text{ kN} / 1.55 / 1.3 = 1078 \text{ kN}.$$

**LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA**Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza  
PROGETTO ESECUTIVO: CAVALCAVIA NV51

Titolo: Relazione Geotecnica

CODIFICA DOCUMENTO  
IN17-12-E-I2-RB-NV51-01-001-A00

REV. A del 14/07/2023 Pag. 45 di 45

## **5.6. SPOSTAMENTI IN TESTA AI PALI PER VERIFICHE SLE**

Gli spostamenti orizzontali per i pali delle spalle e delle pile sono riportati nelle rispettive note di calcolo. Gli spostamenti sono compatibili con la funzionalità delle strutture.