



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

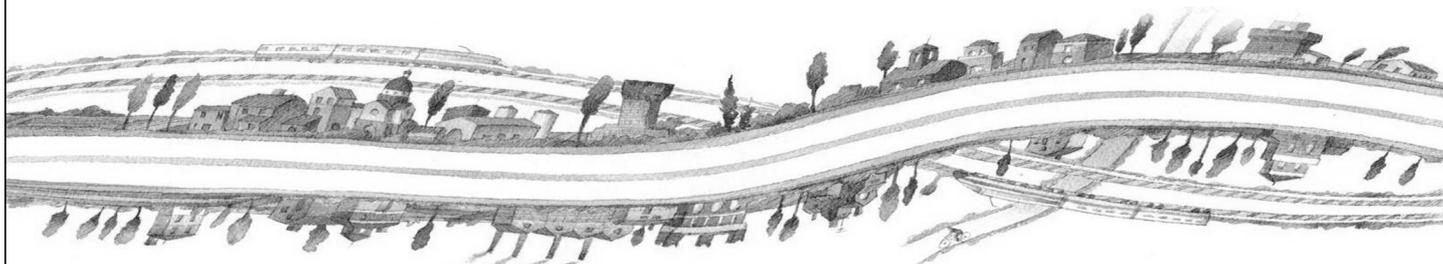
PROGETTO DEFINITIVO

ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)
GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, SISMICA E GEOTECNICA

GEOTECNICA

INTERCONNESSIONE A22

RELAZIONE GEOTECNICA GALLERIA SOTTO FFSS VR-MO



IL PROGETTISTA

Ing. Gianfranco Marchi
Albo Ing. Ravenna n°342

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.
IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				A. Boschi	G. Marchi	E. Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA: _
0412	PD	0	I01	IGA02	0	GT	RB	01	A	

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
2.1. NORMATIVE	3
2.2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	4
4. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO MEDIANTE I DIAGRAMMI DI INTERAZIONE PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	7
4.1.1. CARICO LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI	10
4.1.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata.....	11
4.1.3. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica.....	12
4.1.4. CARICO LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI	13
4.1.5. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata.....	14
4.1.6. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Non Drenata	15
4.1.7. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica.....	16
5. CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI.....	17
6. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	24
6.1. TERRENI COESIVI	24
6.1.1. Pali con interasse superiore a 3 diametri.....	24
6.1.2. Pali con interasse inferiore a 3 diametri.....	25
6.2. TERRENI INCOERENTI.....	27
6.2.1. Sabbia sciolta	27
6.2.2. Sabbia densa	27
7. COMPORTAMENTO DEI PALI IN ESERCIZIO.....	28
7.1. CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI	28
7.2. CEDIMENTO DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICO ASSIALE.....	28
7.3. RIGIDENZE ASSIALI	29

1. PREMESSA

Nell'ambito delle attività di progettazione previste per la redazione del Progetto Definitivo di Autostrada Regionale Cispadana dal casello di Reggiolo-Rolo su A22 al casello di Ferrara Sud su A13, il presente documento illustra gli aspetti geotecnici inerenti l'opera IGA02 – Galleria sotto FFSS Verona-Modena.

Per ulteriori chiarimenti in merito ai criteri generali adottati per l'esecuzione delle verifiche geotecniche si rimanda al documento PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 “Criteri generali per le verifiche geotecniche”.

Nel seguito dell'elaborato verranno descritte ed approfondite le seguenti tematiche con particolare riferimento all'opera in oggetto:

- normativa di riferimento per le verifiche geotecniche;
- caratterizzazione geotecnica;
- capacità portante del palo singolo soggetto a carichi assiali;
- capacità portante del palo singolo soggetto a carichi trasversali;
- andamento delle sollecitazioni lungo il palo singolo soggetto a carichi trasversali;
- capacità portante dei pali in gruppo soggetti a carichi assiali;
- capacità portante dei pali in gruppo soggetti a carichi trasversali;
- andamento delle sollecitazioni nei pali in gruppo soggetto a carichi trasversali;
- comportamento dei pali in esercizio.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. NORMATIVE

Le normative di riferimento sono riportate nell'elaborato:

- PD_0_000_00000_0_GE_KT_01, "Elenco delle Normative di riferimento".

2.2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- AGI, "Raccomandazioni sui pali di fondazione", dicembre 1984;
- Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", Patron Editore, Bologna;
- FRANK R., "Calcul des fondations superficielles et profondes", Techniques de l'Ingénieur (TI), Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées ;
- JOSEPH E. BOWLES (1992) – "Fondazioni – Progetto e analisi", McGraw-Hill, Giugno 1992;
- LANCELLOTTA R. (1993) – "Geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna;
- VIGGIANI C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni;
- POULOS H.G., DAVIS E.H. – Analisi e progettazione di fondazioni su pali – Libreria Dario Flaccovio Editrice;
- POULOS H.G., DAVIS E.H. (1974) – "Elastic solutions for soil and rock mechanics", ed. John Wiley & Sons, Inc. ;
- U.S. Departement of Trasportation, Federal Highway Administration – "Drilled shafts: Construction procedures and design methods" – Publication No. FHWA-IF-99-025.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riporta la scheda di caratterizzazione geotecnica per l'opera in oggetto.

OPERA:	GALLERIA SOTTO FFSS VERONA-MODENA
---------------	--

Q_{rif} = 17.80 m s.l.m.

TABELLA 3-1: INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO PER STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE

sigla indagine	campagna di indagine	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
BH 3	Geoservice - 2011	17.180	30.50	C(20)
CPTU19	Geoservice - 2011	17.806	31.35	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante).

TABELLA 3-2: UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE INDIVIDUATE LUNGO IL TRACCIATO

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
1	Argilla limosa/Limo argilloso
2	Sabbia limosa/Limo sabbioso
3	Sabbia con $D_r < 50\%$
4	Sabbia con $50\% < D_r < 70\%$
5	Sabbia con $D_r > 70\%$
6	Torba/Argilla organica

TABELLA 3-3: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA

Profondità (m da p.c.) (Q_{ref} 17.80 m s.l.m.)	Unità -	z_w (m)	γ_n (kN/m ³)	φ' (*) (°)	c' (*) (kPa)	c_u (*) (kPa)	E' (kPa)	M (kPa)
0.0÷1.0	2	0.5	19.0	28	0	-	25000	-
1.0÷12.0	1		18.8	20	2	30-40	2972-4460	4000-6000
12.0÷14.0	4		19.0	31	0	-	30000	-
Da 14.0	5		19.5	31	0	-	55000	-

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);
 z_w = profondità falda di progetto;
 γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);
 (*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

 φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);
 c' = valore della coesione efficace (kPa);
 c_u = valore della coesione non drenata (kPa);
 E' = modulo di Young (kPa);
 M = valore del modulo edometrico.

Nel seguito si farà riferimento ad una caratterizzazione geotecnica semplificata rappresentata da un terreno mono-strato caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- angolo di attrito interno del terreno ai fini del calcolo delle spinte $\Phi = 23.0^\circ$.
- angolo di attrito interno del terreno ai fini del calcolo della capacità portante $\Phi = 25.0^\circ$.
- coesione drenata $c' = 0$ kPa.
- coesione non drenata $c_u = 40$ kPa.
- peso specifico del terreno saturo d'acqua $\gamma_{sat} = 18.50$ [kN/m³].

La scelta dei parametri geotecnici sopra riportati è giustificata e cautelativa in quanto:

- 1) il valore dell'angolo di attrito interno ai fini del calcolo delle spinte deriva da una media pesata dei valori relativi alle unità 2 ($\phi'=28^\circ$) e unità 1 ($c'=2$ kPa, $\phi'=20^\circ$) che, per lo stato tensionale relativo alle profondità in esame, possono essere ritenuti equivalenti a $c'=0$ kPa, $\phi'=22^\circ$;
- 2) il valore dell'angolo di attrito interno ai fini del calcolo di capacità portante deriva da una media pesata dei valori relativi alle unità 4 ($\phi'=31^\circ$) e unità 1 ($c'=2$ kPa, $\phi'=20^\circ$) che, per lo stato tensionale relativo alle profondità in esame, possono essere ritenuti equivalenti a $c'=0$ kPa, $\phi'=22^\circ$;
- 3) il valore di coesione non drenata, che interviene nelle verifiche di capacità portante, è stato assunto pari al massimo tra i valori riportati nella Relazione Geotecnica in quanto il volume di terreno interessato del meccanismo di rottura coinvolge in maniera limitata lo strato coesivo (unità 1) ed in maggioranza lo strato sabbioso sottostante (unità 4) caratterizzato da elevate caratteristiche di resistenza ($\phi'=31^\circ$). Sarebbe stato, pertanto, eccessivamente cautelativo fare riferimento ad un terreno mono-strato caratterizzato dal valor medio di C_u riportato nella Relazione Geotecnica.

Con riferimento ai primi 30.0 m da piano campagna, la categoria di sottosuolo che è possibile assumere per le elaborazioni è **C**.

Al fine di valutare i fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica si considerano, quali verticali indagate, le prove indicate in Tabella 3-1.

4. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO MEDIANTE I DIAGRAMMI DI INTERAZIONE PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Lo studio della capacità portante di una fondazione superficiale nastriforme di larghezza B può essere affrontato tramite la costruzione del relativo diagramma di interazione nello spazio tridimensionale delle componenti di carico, che delimita le combinazioni ammissibili, al suo interno, da quelle semplicemente inammissibili, al suo esterno.

La risultante dei carichi applicati Q può essere infatti scomposta nelle sue componenti staticamente equivalenti che, nel caso piano, sono costituite dalla componente verticale V , orizzontale H e dal momento M , così definite (Figura 4-1):

$$V = Q \cdot \cos\alpha \quad H = Q \cdot \sin\alpha \quad M = Q \cdot e \cdot \cos\alpha$$

ed il problema della capacità portante può essere così risolto verificando che le diverse possibili combinazioni delle componenti di carico (V, M, H) ricadano all'interno del diagramma di interazione di riferimento.

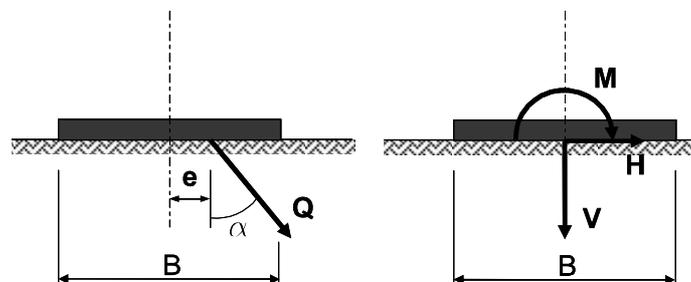


FIGURA 4-1: DEFINIZIONE DELLE COMPONENTI DI CARICO

I luoghi di rottura (o diagrammi di interazione) di una fondazione, opportunamente adimensionalizzati, possono essere definiti mediante le formulazioni di **Brinch-Hansen (1970)** e **Meyerhof (1953)** per condizioni drenate e di **Gourvenec (2007)** per condizioni non drenate riportate in dettaglio nel documento xxxx-PD-0-A00-00000-0-GT-RB-02-A "Criteri generali per le verifiche geotecniche".

Il calcolo dei diagrammi di interazione è stato condotto, in riferimento al DM 14/01/2008, utilizzando i parametri del terreno fattorizzati con i coefficienti γ_M riportati in Tab. 6.2.11 e decreto sopracitato; nelle seguenti condizioni di calcolo:

- Condizione statica a breve termine (calcolo in termini di parametri non drenati delle unità coesive);
- Condizione statica a lungo termine (calcolo in termini di parametri drenati dei terreni);
- Condizione sismica (calcolo in termini di parametri non drenati delle unità coesive).

Nel calcolo sono state considerate le seguenti condizioni geometriche:

	Approfondimento D [m]	Larghezza fondazione B [m]
IGA02	11.00	16.05
	6.70	16.05

Nei seguenti paragrafi sono riportati i diagrammi di interazione per le condizioni precedentemente descritte.

Per la verifica della capacità portante della fondazione, per ciascuna combinazione di carico analizzata, il progettista dovrà seguire la seguente procedura coerentemente con le combinazioni di fattori γ_A , γ_M e γ_R contemplate da normativa:

- 1) si determina la terna delle azioni sollecitanti di progetto agenti in fondazione (V_{ED} , H_{ED} , M_{ED});
- 2) si verifica che il valore dell'azione verticale sollecitante di progetto V_{ED} sia inferiore al valore di $V_{max} = V_{RD}$ fornito (vedi paragrafi seguenti);
- 3) dal dominio di interazione nel piano V-H, si determina il valore dell'azione orizzontale H_{RD} corrispondente al valore dell'azione verticale sollecitante di progetto V_{ED} per la quale si fornisce l'equazione:

$$H_{RD} = \frac{10}{7} \cdot V_{ED} \left(1 - \left(\frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^{1/5} \right) \text{ in condizioni drenate;}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{RD} = 4 \cdot H_{max} \cdot \left[\frac{V_{ED}}{V_{max}} - \left(\frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^2 \right] \Leftrightarrow 0.5 \leq \frac{V_{ED}}{V_{max}} \leq 1 \\ H_{RD} = H_{max} \Leftrightarrow 0 \leq \frac{V_{ED}}{V_{max}} < 0.5 \end{array} \right. \text{ in condizioni non drenate}$$

- 4) dal dominio di interazione nel piano V-M, si determina il valore del momento flettente M_{RD} corrispondente al valore dell'azione verticale sollecitante di progetto V_{ED} per il quale si fornisce l'equazione:

$$M_{RD} = 0.5 \cdot B \cdot V_{ED} \left(1 - \sqrt{\frac{V_{ED}}{V_{max}}} \right) \text{ in cond drenate;}$$

$$M_{RD} = 4 \cdot M_{max} \cdot \left[\frac{V_{ED}}{V_{max}} - \left(\frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^2 \right] \text{ in condizioni non drenate;}$$

- 5) Come primo requisito è necessario che la terna delle azioni sollecitanti di progetto agenti in fondazione (V_{ED} , M_{ED} , H_{ED}) analizzata soddisfi la seguente disuguaglianza:

$$\left(\frac{H_{ED}}{H_{RD}} \right)^2 + \left(\frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right)^2 < 1;$$

- 6) Per garantire inoltre che siano rispettati i margini di sicurezza imposti da normativa attraverso i coefficienti γ_R riportati in tabella Tab. 6.4.I del DM 14/01/2008, si richiede di verificare come illustrato ai punti 2, 3, 4 e 5 del presente elenco anche le terne di sollecitazione così composte:

($V_{ED} \cdot \gamma_R; H_{ED}; M_{ED}$) adottando i coefficienti γ_R relativi alle verifiche di capacità portante

($V_{ED}; H_{ED} \cdot \gamma_R; M_{ED}$) adottando i coefficienti γ_R relativi alle verifiche di scorrimento.

La verifica della fondazione può considerarsi soddisfatta ove siano contemporaneamente soddisfatti i requisiti riportati al punto 5 ed al punto 6.

4.1.1. CARICO LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI

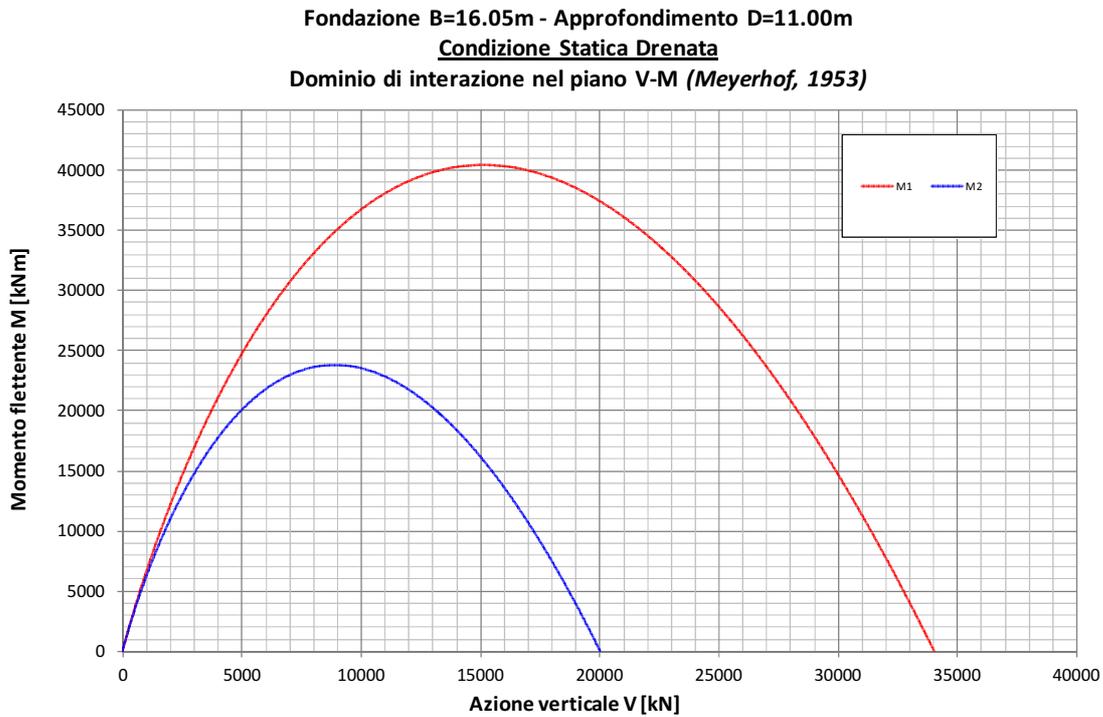
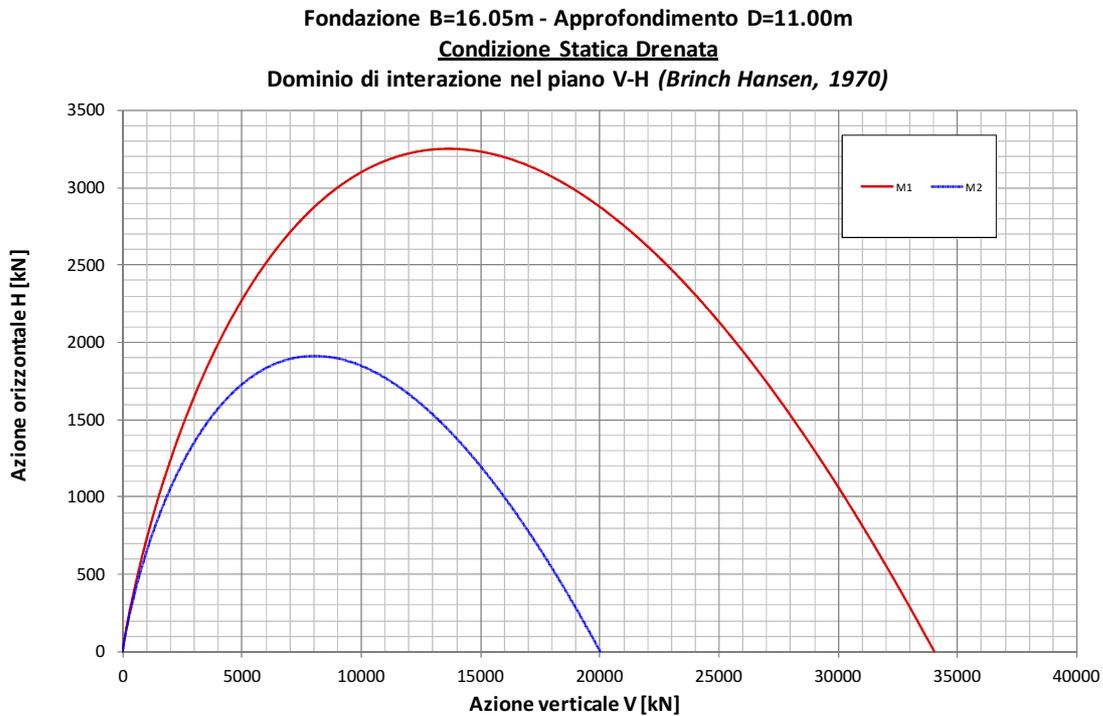
Nella seguente tabella si riportano i valori di V_{max} , H_{max} , M_{max} di riferimento per le combinazioni di calcolo analizzate, parametri fondamentali per la costruzione dei domini di interazione. V_{max} rappresenta la capacità portante limite per condizioni di carico verticale centrato, H_{max} è il carico orizzontale limite in assenza di carico verticale e momento flettente (determinabile esclusivamente in condizioni non drenate), infine M_{max} rappresenta il momento flettente limite il corrispondenza di un carico verticale pari a $0.5 \cdot V_{max}$.

TABELLA 4-1: CARICO LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI

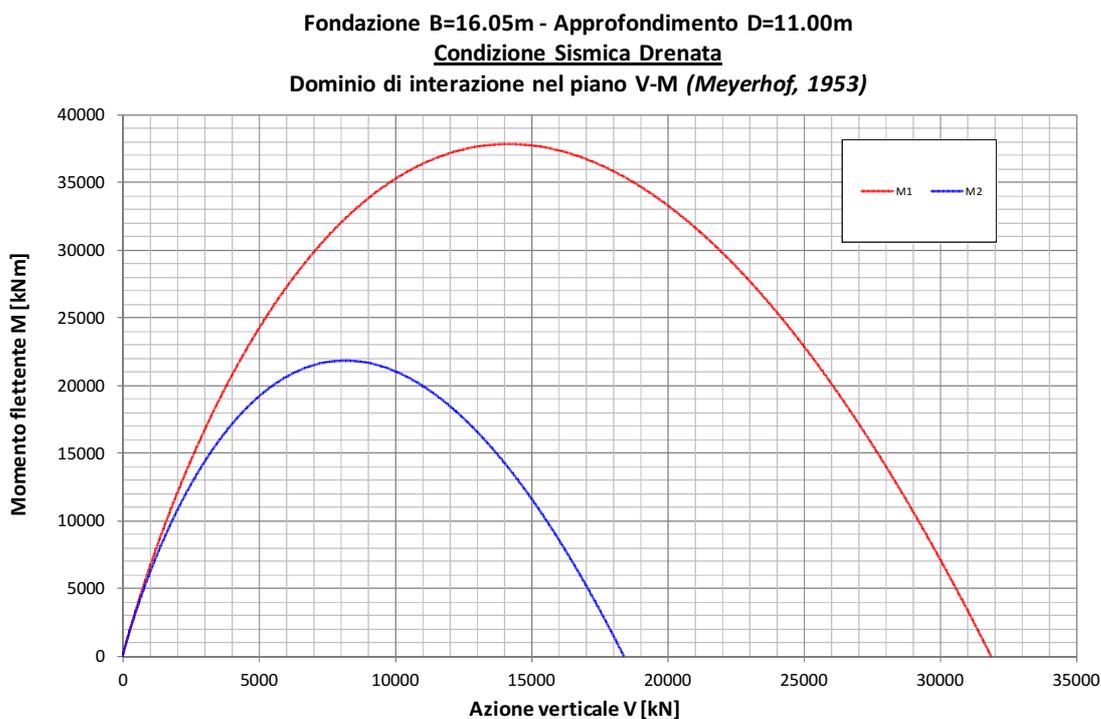
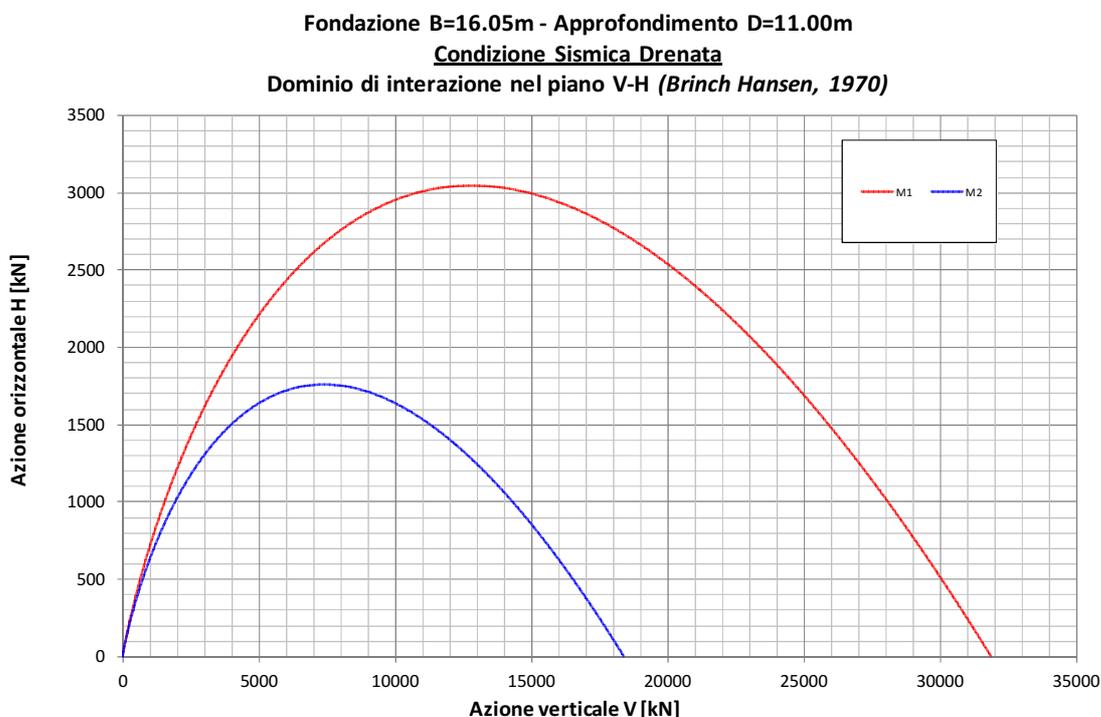
	Stat-D	Sisma
$V_{max,M1}$	34023	31871
$H_{max,M1}$	-	-
$M_{max,M1}$	-	-
$V_{max,M2}$	19990	18385
$H_{max,M2}$	-	-
$M_{max,M2}$	-	-

Nel caso in esame trattandosi di fondazioni nastriformi tutti i carichi indicati sono riferiti a un metro lineare di struttura.

4.1.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata



4.1.3. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica



4.1.4. CARICO LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI

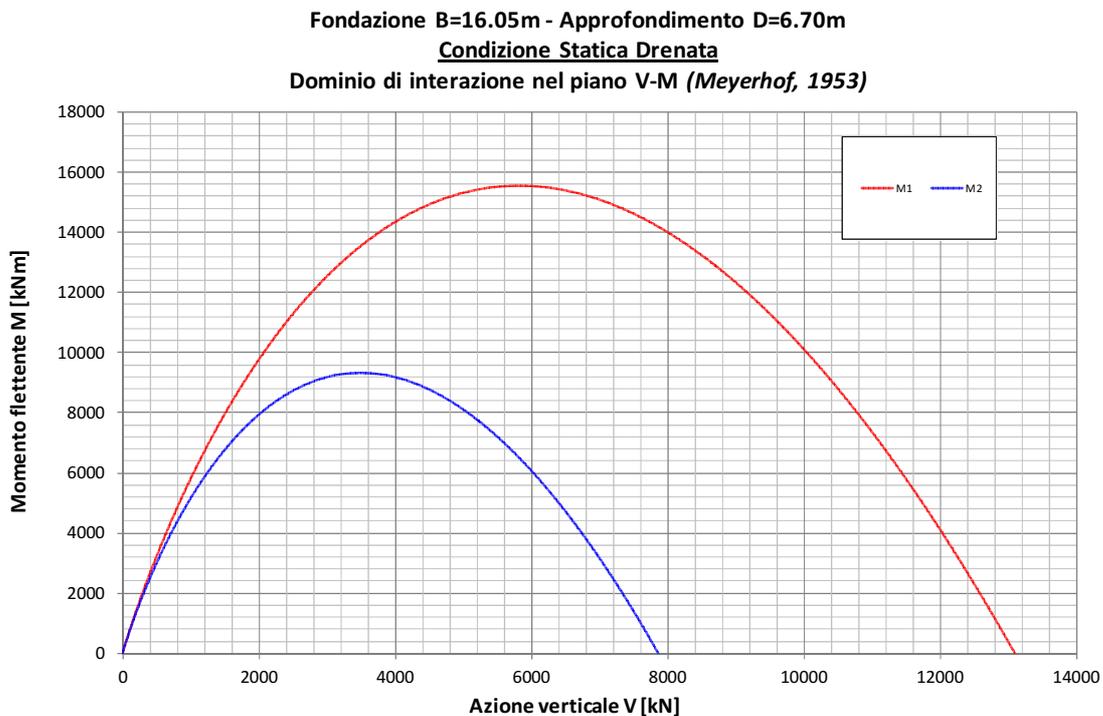
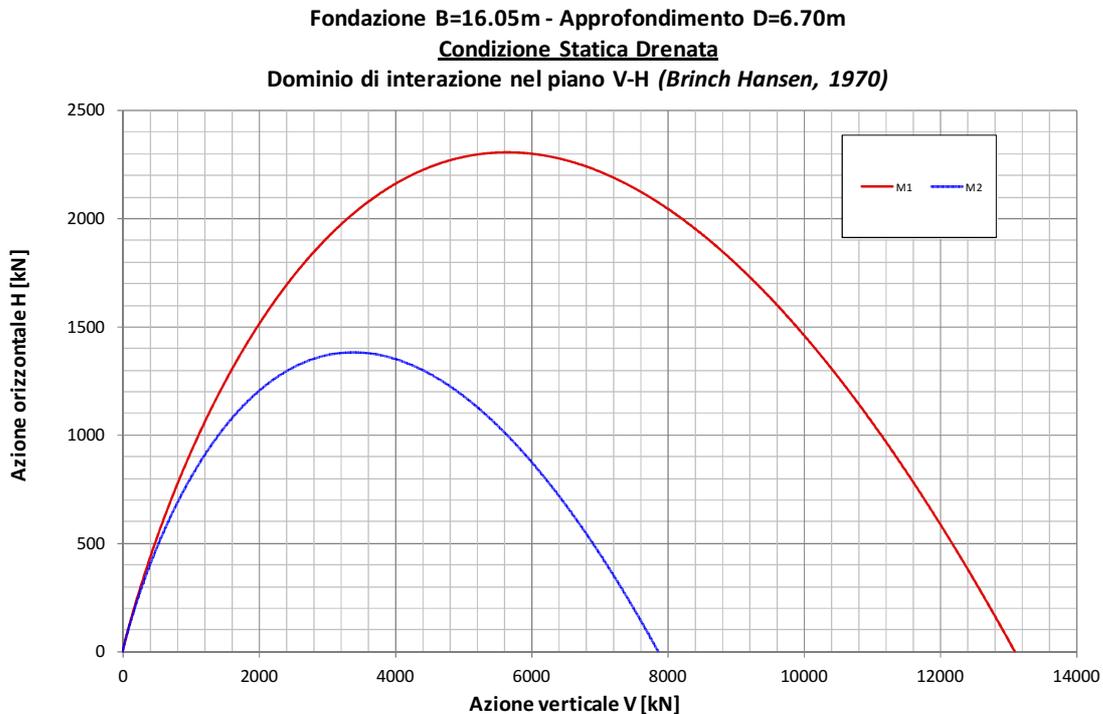
Nella seguente tabella si riportano i valori di V_{max} , H_{max} , M_{max} di riferimento per le combinazioni di calcolo analizzate, parametri fondamentali per la costruzione dei domini di interazione. V_{max} rappresenta la capacità portante limite per condizioni di carico verticale centrato, H_{max} è il carico orizzontale limite in assenza di carico verticale e momento flettente (determinabile esclusivamente in condizioni non drenate), infine M_{max} rappresenta il momento flettente limite il corrispondenza di un carico verticale pari a $0.5 \cdot V_{max}$.

TABELLA 4-2: CARICO LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI

	Stat-D	Stat-U	Sisma
$V_{max,M1}$	13091	6803	6803
$H_{max,M1}$	-	803	803
$M_{max,M1}$	-	8243	8243
$V_{max,M2}$	7861	5428	5428
$H_{max,M2}$	-	573	573
$M_{max,M2}$	-	5888	5888

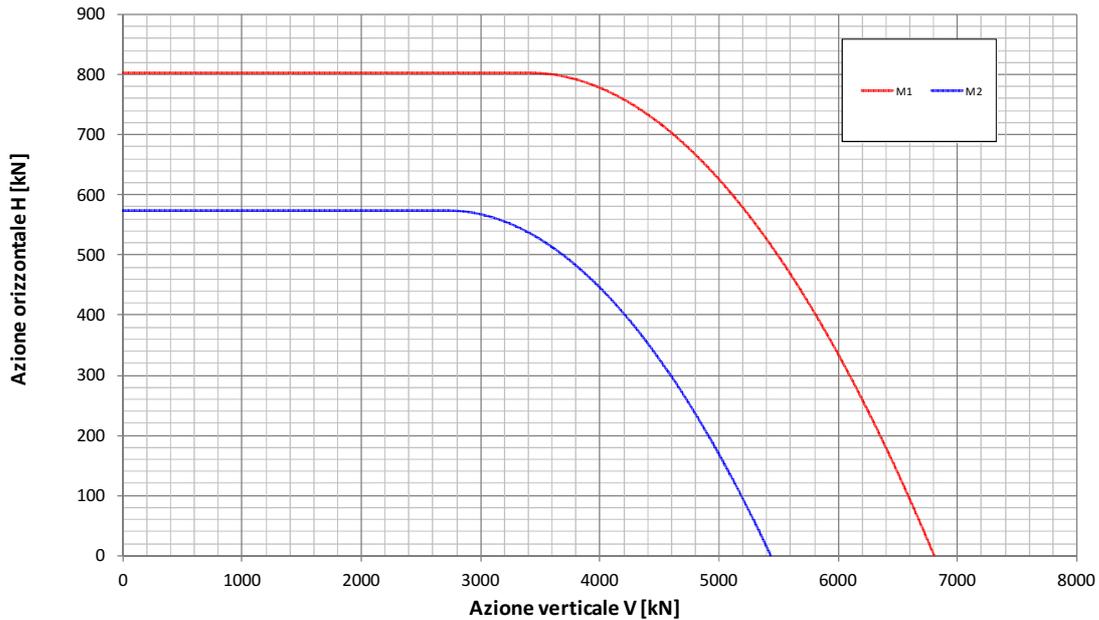
Nel caso in esame trattandosi di fondazioni nastriformi tutti i carichi indicati sono riferiti a un metro lineare di struttura.

4.1.5. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata

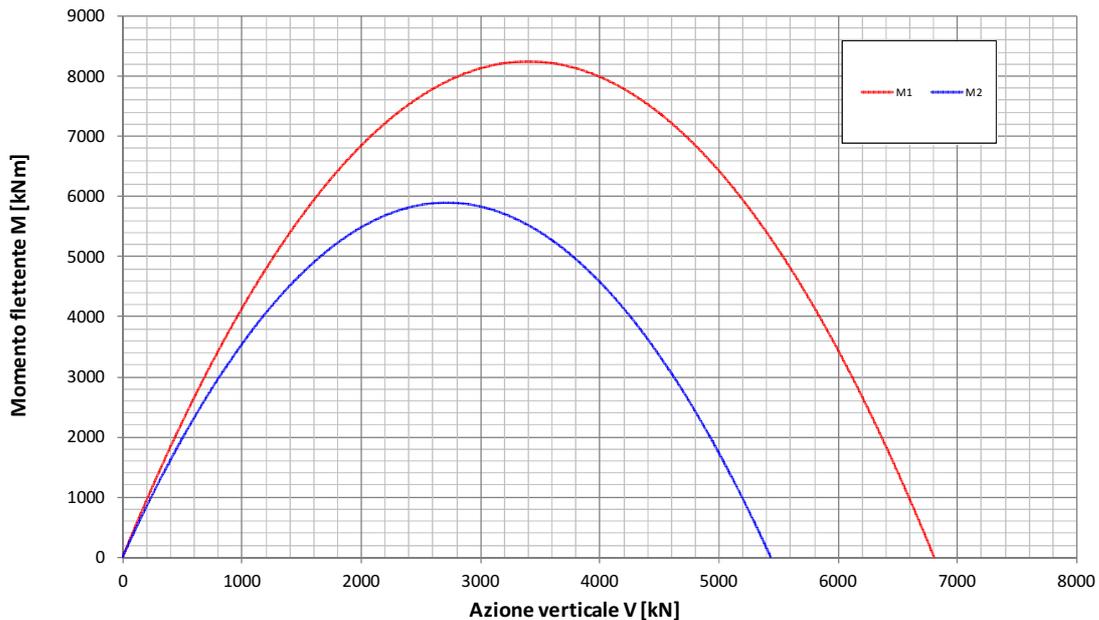


4.1.6. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Non Drenata

Fondazione B=16.05m - Approfondimento D=6.70m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)

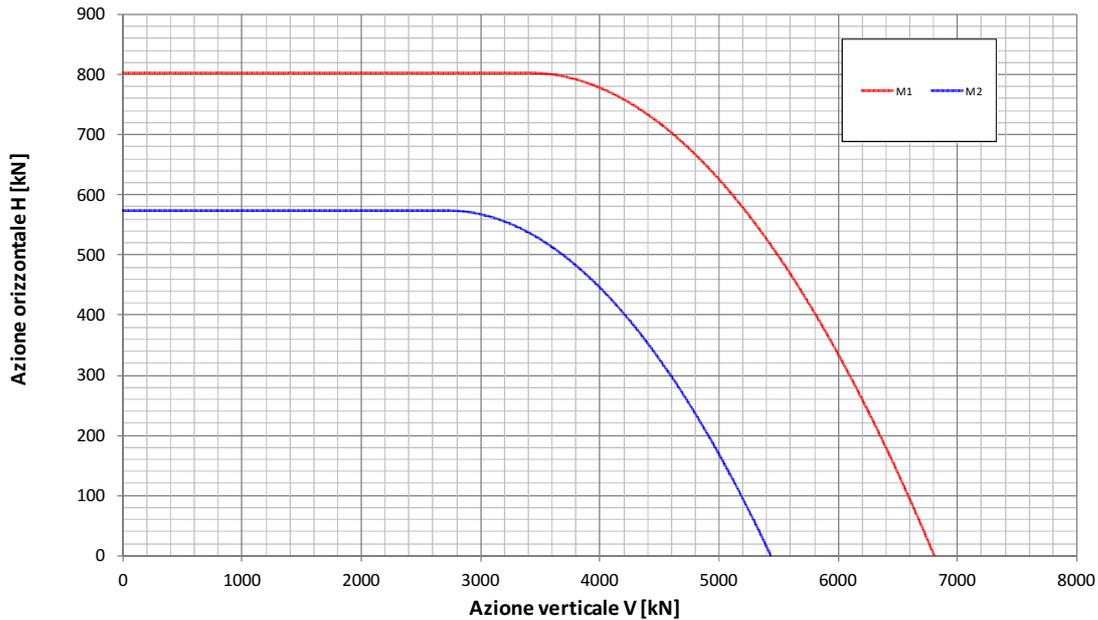


Fondazione B=16.05m - Approfondimento D=6.70m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)

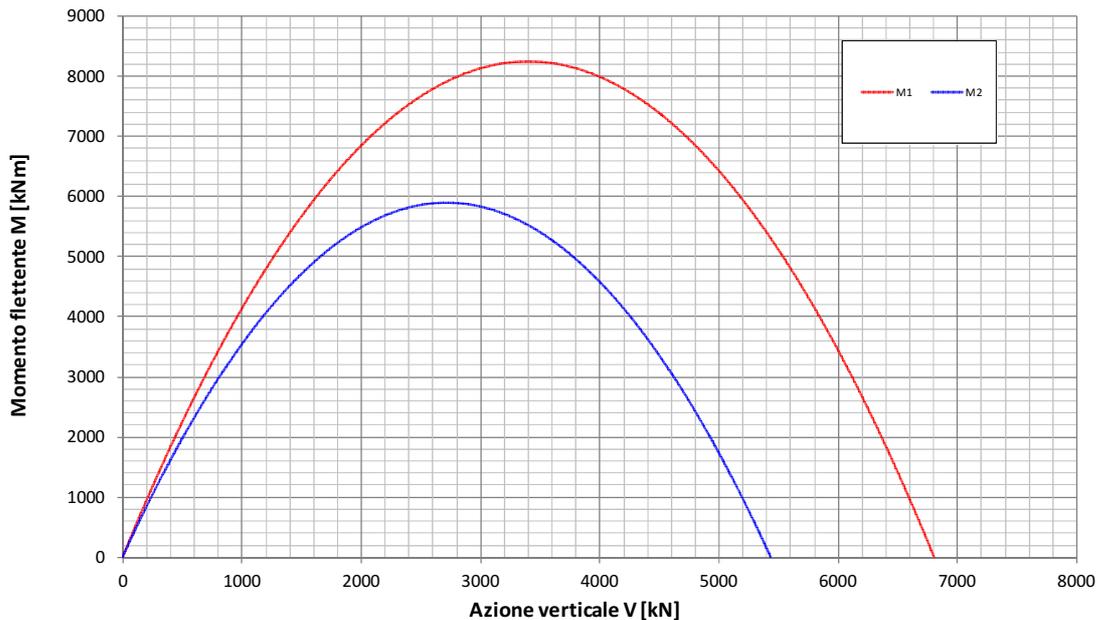


4.1.7. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

Fondazione B=16.05m - Approfondimento D=6.70m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)



Fondazione B=16.05m - Approfondimento D=6.70m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)



5. CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI

Nel seguito si riportano i calcoli di capacità portante del singolo palo di fondazione soggetto a carichi assiali di compressione e di trazione, con riferimento a pali trivellati ϕ 600 e ϕ 800.

Il calcolo viene condotto secondo i seguenti approcci con riferimento al DM 14/01/2008 Par.6.4.3:

- Approccio 1: combinazioni A1+M1+R1 e A2+M1+R2;
- Approccio 2: combinazione A1+M1+R3;

e con riferimento alla seguente bibliografia:

- AGI – Raccomandazioni sui pali di fondazione (1984);
- Poulos, Davis – Analisi e progettazione di fondazioni su pali.

I grafici sottostanti riportano le resistenze di progetto dei pali in compressione ed in trazione in funzione della lunghezza degli stessi, i calcoli sono stati svolti considerando la testa del palo alla quota di riferimento.

A seguire si riportano i tabulati di derivazione dei grafici stessi.

IGA02 - Galleria sotto FFSS VR-MO - ZO2
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 600mm
 $R_{c,d}$ (KN)

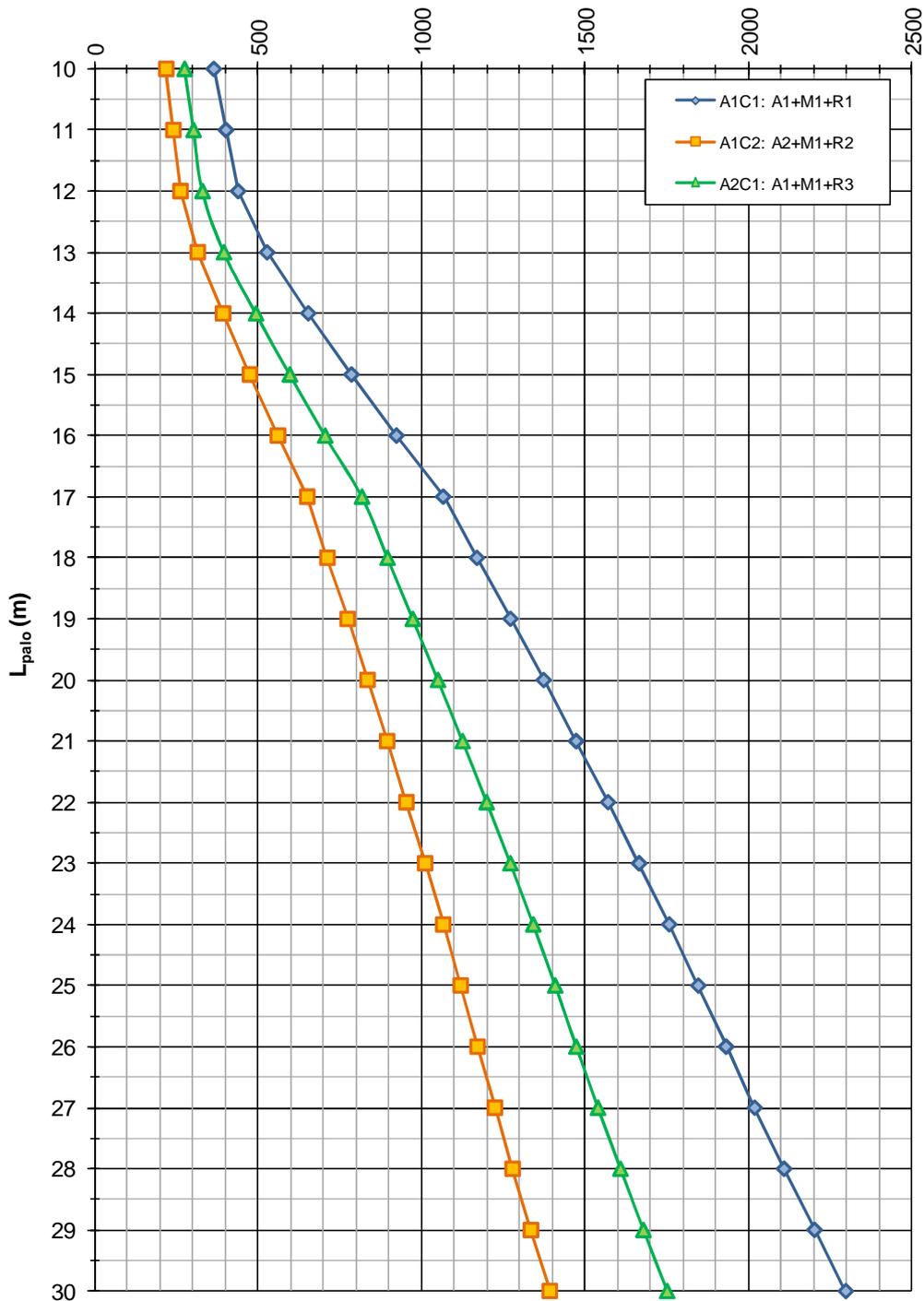


FIGURA 5-1: CAPACITÀ PORTANTE A COMPRESSIONE – PALI TRIVELLATI ϕ 600

IGA02 - Galleria sotto FFSS VR-MO - ZO2
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a trazione - Pali trivellati ϕ 600mm

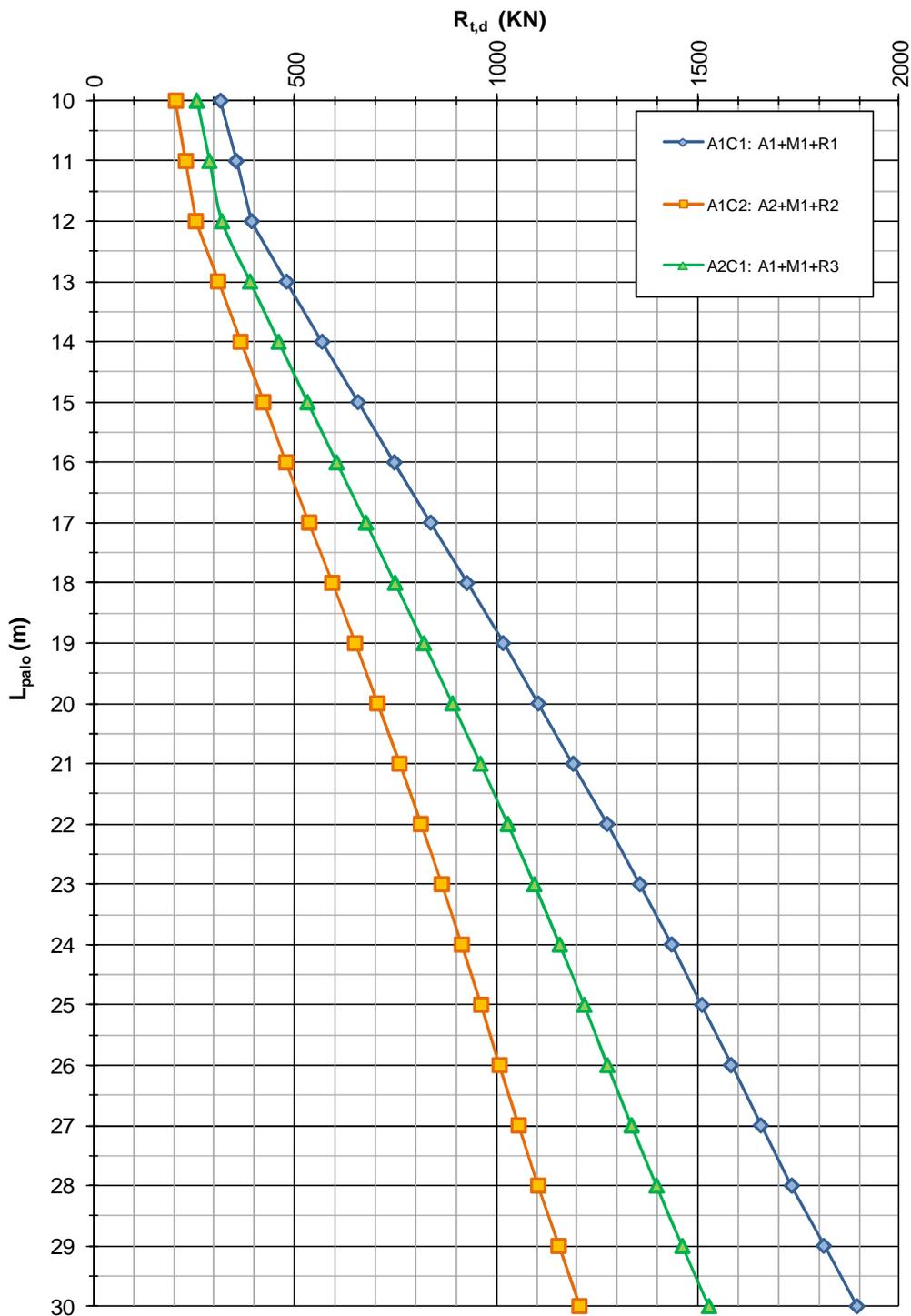


FIGURA 5-2: CAPACITÀ PORTANTE A TRAZIONE – PALI TRIVELLATI ϕ 600

IGA02 - Galleria sotto FFSS VR-MO - ZO2
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 800mm
 $R_{c,d}$ (KN)

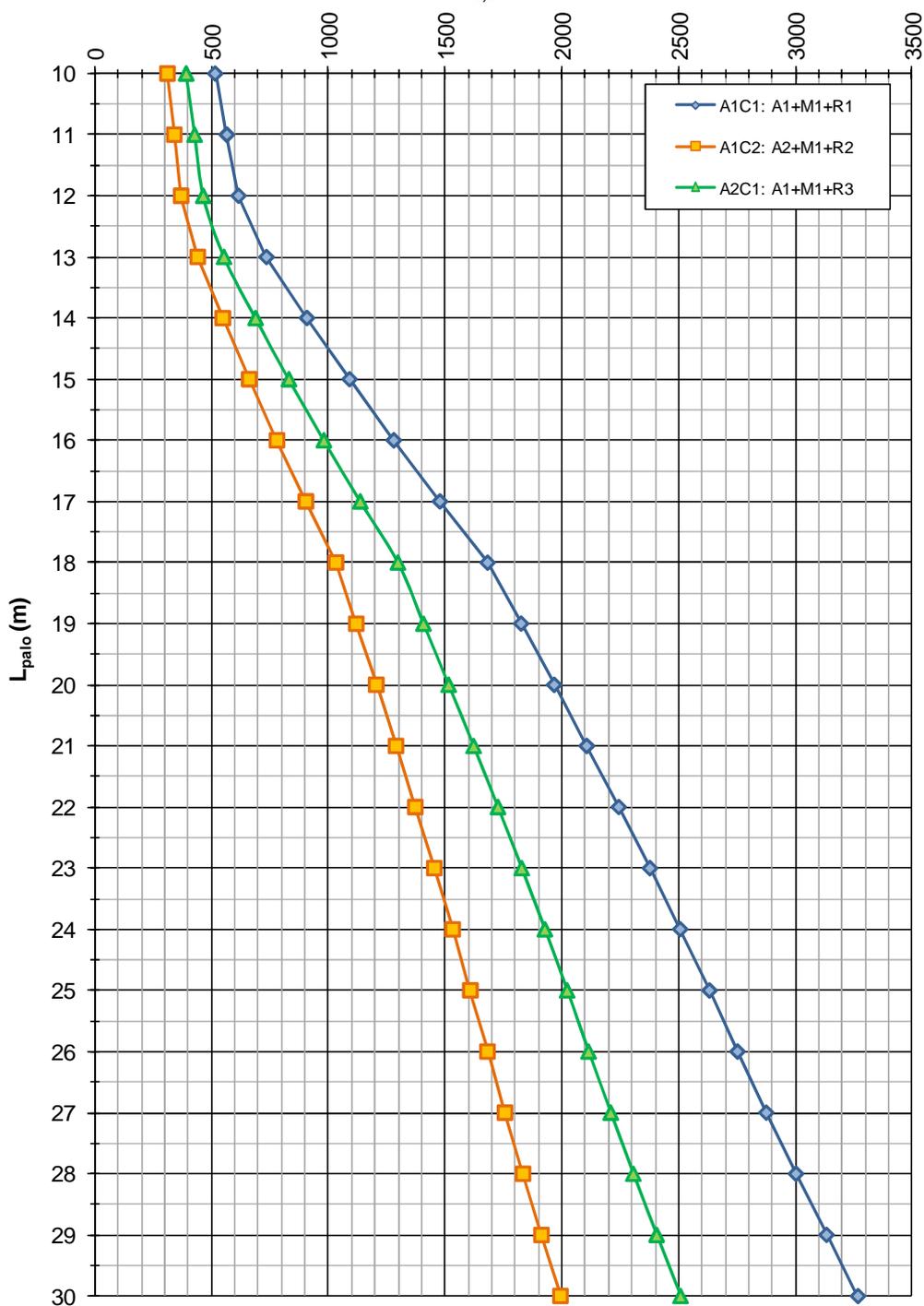


FIGURA 5-3: CAPACITÀ PORTANTE A COMPRESSIONE – PALI TRIVELLATI ϕ 800

IGA02 - Galleria sotto FFSS VR-MO - ZO2
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a trazione - Pali trivellati ϕ 800mm

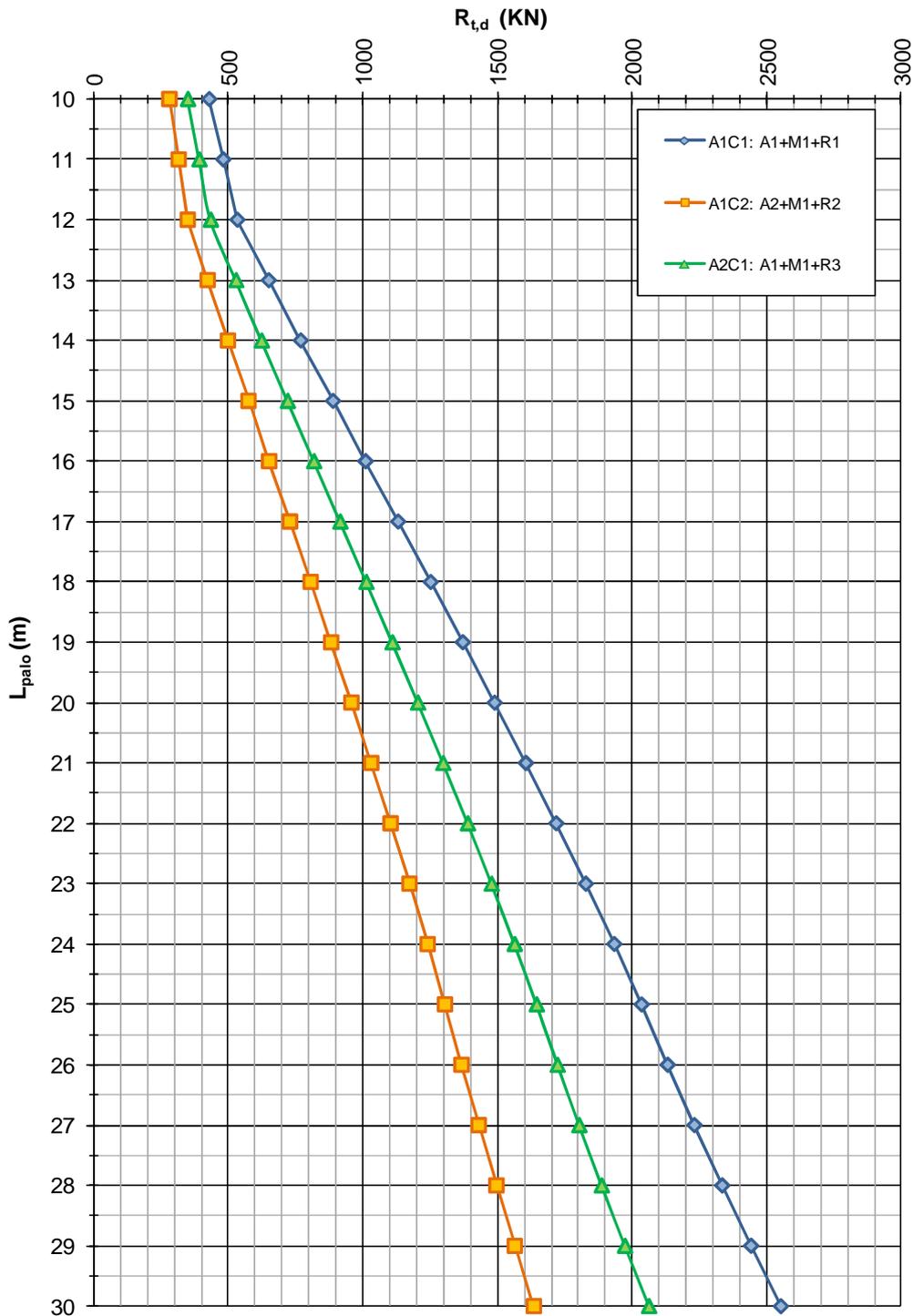


FIGURA 5-4: CAPACITÀ PORTANTE A TRAZIONE – PALI TRIVELLATI ϕ 800

Pali trivellati ϕ 600

Profondità [m]	Capacità Portante di Progetto a Compressione $R_{c,d}$ [kN]			Capacità Portante di Progetto a Trazione $R_{t,d}$ [kN]			Rigidità assiale K_v [kN/m]
	A1C1: A1+M1+R1	A1C2: A2+M1+R2	A2C1: A1+M1+R3	A1C1: A1+M1+R1	A1C2: A2+M1+R2	A2C1: A1+M1+R3	
1.00	33.24	21.40	26.89	15.00	10.12	12.40	2148.85
2.00	88.04	56.21	70.68	44.40	29.23	36.31	6672.74
3.00	116.11	72.58	91.21	73.80	48.35	60.22	11196.64
4.00	144.17	88.95	111.75	103.19	67.46	84.14	15720.53
5.00	172.24	105.32	132.29	132.59	86.58	108.05	20244.42
6.00	200.30	121.69	152.83	161.99	105.69	131.96	24768.32
7.00	252.93	154.07	193.54	200.52	130.52	163.19	30800.17
8.00	290.14	175.82	220.85	239.06	155.35	194.41	36832.03
9.00	327.34	197.56	248.16	277.59	180.18	225.64	42863.89
10.00	364.55	219.31	275.47	316.13	205.00	256.86	48895.75
11.00	401.75	241.06	302.77	354.67	229.83	288.09	54927.61
12.00	438.96	262.80	330.08	393.20	254.66	319.31	60959.46
13.00	527.68	315.19	395.97	479.93	309.60	389.09	74942.40
14.00	653.37	392.93	493.83	568.06	365.43	459.99	89158.72
15.00	785.44	474.96	597.11	657.27	421.93	531.76	103551.78
16.00	923.11	560.78	705.16	747.20	478.88	604.10	118063.30
17.00	1065.89	650.10	817.62	837.35	535.96	676.61	132610.28
18.00	1169.11	712.17	895.72	927.22	592.87	748.90	147112.26
19.00	1271.59	773.81	973.27	1016.34	649.31	820.59	161491.06
20.00	1372.86	834.73	1049.92	1104.25	705.00	891.32	175670.64
21.00	1472.48	894.67	1125.35	1190.51	759.66	960.72	189576.89
22.00	1569.99	953.39	1199.23	1274.68	813.00	1028.45	203137.52
23.00	1664.99	1010.62	1271.24	1356.32	864.77	1094.16	216281.94
24.00	1757.05	1066.12	1341.07	1435.02	914.70	1157.52	228941.11
25.00	1845.75	1119.65	1408.42	1510.37	962.54	1218.20	241047.48
26.00	1930.71	1170.98	1472.98	1581.97	1008.03	1275.87	252534.85
27.00	2018.17	1223.77	1539.41	1656.08	1055.09	1335.55	264435.99
28.00	2108.35	1278.17	1607.85	1732.90	1103.84	1397.40	276784.81
29.00	2201.24	1334.16	1678.29	1812.44	1154.30	1461.43	289581.30
30.00	2296.84	1391.75	1750.75	1894.68	1206.44	1527.62	302825.47
31.00	2395.15	1450.93	1825.22	1979.64	1260.28	1595.98	316517.31
32.00	2496.18	1511.71	1901.69	2067.32	1315.82	1666.52	330656.84
33.00	2599.92	1574.08	1980.18	2157.70	1373.06	1739.22	345244.04
34.00	2706.38	1638.05	2060.67	2250.80	1431.99	1814.10	360278.91
35.00	2815.54	1703.62	2143.18	2346.61	1492.61	1891.15	375761.47
36.00	2927.43	1770.78	2227.69	2445.14	1554.93	1970.36	391691.70
37.00	3042.02	1839.54	2314.21	2546.38	1618.95	2051.75	408069.61
38.00	3159.33	1909.90	2402.75	2650.33	1684.66	2135.31	424895.19
39.00	3279.35	1981.85	2493.29	2757.00	1752.07	2221.04	442168.45
40.00	3402.08	2055.39	2585.85	2866.38	1821.17	2308.93	459889.39
41.00	3527.53	2130.54	2680.41	2978.47	1891.97	2399.00	478058.01
42.00	3655.69	2207.28	2776.98	3093.27	1964.47	2491.24	496674.30
43.00	3786.56	2285.61	2875.57	3210.79	2038.66	2585.65	515738.27
44.00	3920.15	2365.54	2976.16	3331.02	2114.55	2682.24	535249.92
45.00	4056.45	2447.07	3078.76	3453.97	2192.13	2780.99	555209.24
46.00	4195.46	2530.19	3183.37	3579.63	2271.41	2881.91	575616.24
47.00	4337.19	2614.91	3290.00	3708.00	2352.38	2985.00	596470.92
48.00	4481.63	2701.22	3398.63	3839.08	2435.05	3090.27	617773.27
49.00	4628.78	2789.14	3509.27	3972.88	2519.42	3197.70	639523.30
50.00	4778.64	2878.64	3621.92	4109.39	2605.48	3307.30	661721.01

Pali trivellati ϕ 800

Profondità [m]	Capacità Portante di Progetto a Compressione $R_{c,d}$ [kN]			Capacità Portante di Progetto a Trazione $R_{t,d}$ [kN]			Rigidità assiale K_v [kN/m]
	A1C1: A1+M1+R1	A1C2: A2+M1+R2	A2C1: A1+M1+R3	A1C1: A1+M1+R1	A1C2: A2+M1+R2	A2C1: A1+M1+R3	
1.00	53.31	34.64	43.52	20.88	14.37	17.41	2865.13
2.00	138.54	89.35	112.33	60.96	40.74	50.17	8896.99
3.00	176.25	111.28	139.82	101.03	67.10	82.94	14928.85
4.00	213.96	133.22	167.30	141.11	93.47	115.70	20960.71
5.00	251.67	155.15	194.79	181.18	119.84	148.47	26992.56
6.00	289.38	177.09	222.27	221.26	146.20	181.23	33024.42
7.00	366.69	225.10	282.62	273.52	180.19	223.74	41066.90
8.00	416.59	254.20	319.14	325.78	214.17	266.25	49109.38
9.00	466.48	283.31	355.65	378.04	248.15	308.77	57151.85
10.00	516.38	312.41	392.16	430.30	282.13	351.28	65194.33
11.00	566.27	341.51	428.67	482.56	316.12	393.79	73236.81
12.00	616.17	370.62	465.18	534.82	350.10	436.30	81279.29
13.00	736.23	441.59	554.42	651.34	424.24	530.22	99923.20
14.00	909.15	548.84	689.40	769.73	499.56	625.64	118878.29
15.00	1091.22	662.24	832.14	889.56	575.77	722.20	138069.04
16.00	1281.18	780.99	981.62	1010.34	652.58	819.53	157417.73
17.00	1478.38	904.70	1137.36	1131.41	729.56	917.09	176813.71
18.00	1682.16	1032.99	1298.86	1252.12	806.33	1014.36	196149.68
19.00	1825.61	1119.78	1408.04	1371.83	882.46	1110.84	215321.42
20.00	1967.45	1205.61	1516.02	1489.93	957.60	1206.02	234227.52
21.00	2107.09	1290.15	1622.37	1605.82	1031.35	1299.44	252769.18
22.00	2243.93	1373.05	1726.65	1718.92	1103.36	1390.62	270850.03
23.00	2377.41	1453.97	1828.44	1828.66	1173.26	1479.11	288375.92
24.00	2506.97	1532.58	1927.32	1934.48	1240.71	1564.47	305254.82
25.00	2632.06	1608.56	2022.90	2035.82	1305.38	1646.25	321396.64
26.00	2752.14	1681.60	2114.77	2132.17	1366.91	1724.03	336713.14
27.00	2875.57	1756.61	2209.11	2231.86	1430.54	1804.49	352581.32
28.00	3002.62	1833.74	2306.14	2335.17	1496.42	1887.84	369046.41
29.00	3133.29	1913.01	2405.84	2442.09	1564.57	1974.08	386108.40
30.00	3267.57	1994.40	2508.23	2552.63	1634.98	2063.22	403767.29
31.00	3405.48	2077.92	2613.29	2666.79	1707.65	2155.25	422023.08
32.00	3547.00	2163.57	2721.04	2784.57	1782.58	2250.17	440875.78
33.00	3692.13	2251.34	2831.46	2905.96	1859.77	2347.99	460325.38
34.00	3840.89	2341.24	2944.56	3030.98	1939.22	2448.71	480371.88
35.00	3993.26	2433.28	3060.35	3159.61	2020.94	2552.32	501015.29
36.00	4149.25	2527.43	3178.81	3291.85	2104.91	2658.82	522255.60
37.00	4308.86	2623.72	3299.95	3427.72	2191.15	2768.21	544092.81
38.00	4472.08	2722.14	3423.78	3567.20	2279.64	2880.50	566526.92
39.00	4638.92	2822.68	3550.28	3710.30	2370.40	2995.69	589557.94
40.00	4809.38	2925.35	3679.46	3857.02	2463.42	3113.77	613185.86
41.00	4983.46	3030.15	3811.32	4007.36	2558.70	3234.74	637410.68
42.00	5161.16	3137.08	3945.86	4161.31	2656.24	3358.60	662232.40
43.00	5342.47	3246.14	4083.08	4318.88	2756.04	3485.36	687651.03
44.00	5527.40	3357.32	4222.99	4480.07	2858.10	3615.02	713666.55
45.00	5715.95	3470.63	4365.57	4644.88	2962.42	3747.57	740278.99
46.00	5908.11	3586.07	4510.83	4813.30	3069.01	3883.01	767488.32
47.00	6103.90	3703.64	4658.77	4985.34	3177.85	4021.35	795294.56
48.00	6303.30	3823.33	4809.39	5161.00	3288.96	4162.58	823697.70
49.00	6506.32	3945.16	4962.69	5340.28	3402.33	4306.70	852697.74
50.00	6712.95	4069.11	5118.66	5523.17	3517.95	4453.72	882294.68

6. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

Il carico limite $Q_{lim,N}$ di un gruppo di N pali differisce, in generale, dal prodotto del carico limite Q_{lim} del singolo palo per il numero N dei pali del gruppo.

Si pone:

$$Q_{lim,N} = N \cdot E_v \cdot Q_{lim}$$

dove il fattore E è detto efficienza della palificata.

Tale carico limite viene confrontato in fase progettuale con l'azione verticale P totale agente sulla palificata (ipotesi di palificata soggetta a solo carico verticale e quindi distribuzione uniforme del carico P sui pali).

In realtà, l'eventuale presenza di azioni flessionali in testa palificata determina una non omogeneità degli sforzi assiali agenti sul singolo palo; di conseguenza, il soddisfacimento della verifica di capacità portante del gruppo di pali NON implica il soddisfacimento della verifica di capacità portante del singolo palo.

6.1. TERRENI COESIVI

6.1.1. Pali con interasse superiore a 3 diametri

L'efficienza per terreni coesivi è pari a:

- $E_v=1$ per interasse dei pali di 8 diametri;
- $E_v=0.7$ per interasse dei pali di 3 diametri;
- $0.7 < E_v < 1$ per interasse dei pali compreso fra 3 e 8 diametri.

Per un gruppo costituito da " m " file di pali con " n " pali per ciascuna fila, si potrà adottare la formula empirica di Converse-Labarre:

$$E_v = 1 - \frac{2 \cdot \arctg(d/i)}{\pi} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

in cui:

- d = diametro del palo;
- i = minimo interasse dei pali;
- m = numero di file di pali;
- n = numero di pali per singola fila.

6.1.2. Pali con interasse inferiore a 3 diametri

La portanza del gruppo viene calcolata in accordo al criterio proposto da Terzaghi & Peck (1967):

$$Q_B = 2 \cdot (B + h) \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot L_i + B \cdot h \cdot N_c \cdot C_u$$

dove:

B, h = dimensioni in pianta della fondazione equivalente (Figura 6-1);

τ_i = tensione tangenziale dello strato i-esimo, in prima approssimazione è possibile assumere tale parametro costante e pari a $R_{t,d}/A_{lat}$ con $R_{t,d}$ è la resistenza a trazione (ovvero la laterale) del palo all'approccio considerato e A_{lat} è l'area laterale del palo;

L_i = altezza dello strato i-esimo (Figura 6-1);

C_u = coesione alla base del blocco;

N_c = fattore di capacità portante adimensionale desunto dalla Tabella 6-1 sulla base dei rapporti h/B e L/B

Nel caso di gruppo di pali soggetto a sforzi di trazione, la portanza di base non dovrà essere considerata.

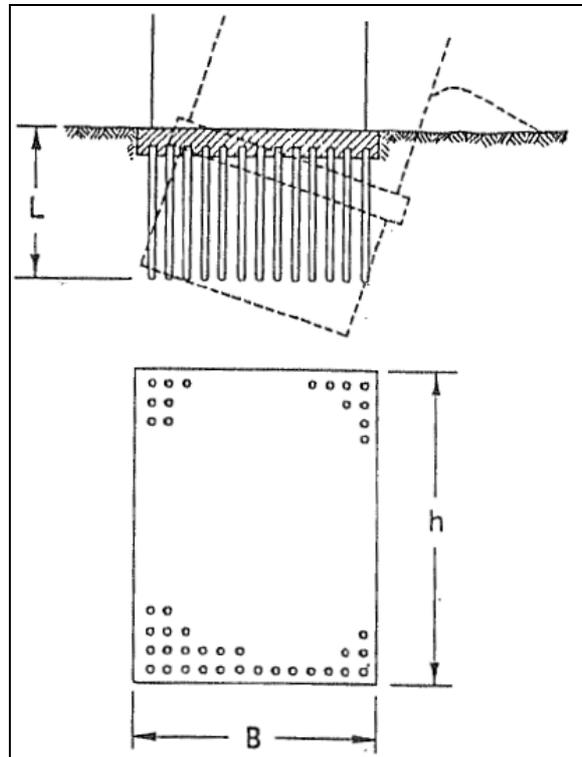


FIGURA 6-1: SCHEMA DI ROTTURA DEL TERRENO PER EFFETTO DELLA PALIFICATA QUALE BLOCCO IN TERRENI COESIVI (TERZAGHI & PECK, 1967)

TABELLA 6-1: COEFFICIENTE N_c PER DETERMINAZIONE PORTANZA DEL GRUPPO (AGI, 1984)

L/B	N_c	
	$h/B=1$	$h/B \geq 10$
0.25	6.7	5.6
0.50	7.1	5.9
0.75	7.4	6.2
1.00	7.7	6.4
1.50	8.1	6.8
2.00	8.4	7.0
2.50	8.6	7.2
3.00	8.8	7.4
≥ 4	9.0	7.5

6.2. TERRENI INCOERENTI

Per i terreni a comportamento prevalentemente incoerente, l'efficienza del gruppo di pali dipende, oltre che dall'interasse dei pali, anche dallo stato di addensamento del materiale.

6.2.1. Sabbia sciolta

In genere l'efficienza di un gruppo di pali in sabbie sciolte è superiore all'unità; in sede di progettazione verrà assunta efficienza $E_v = 1$.

6.2.2. Sabbia densa

Il coefficiente di efficienza varia fra $E_v = 0.7$ per interasse dei pali da 3 a 6 diametri a $E_v = 1.0$ per interasse pari a 8.

7. COMPORTAMENTO DEI PALI IN ESERCIZIO

7.1. CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI

Per quanto riguarda i presumibili cedimenti dei pali per i carichi di esercizio si osserva quanto segue:

- i carichi di esercizio sono in genere inferiori alla capacità portante limite laterale;
- la mobilitazione dell'adesione laterale limite avviene per spostamenti relativi dell'ordine di 5÷10 mm (vedi Raccomandazioni AGI);

pertanto è lecito attendersi cedimenti dei pali singoli sotto il massimo carico di esercizio dell'ordine di $\delta = 5\div 6$ mm.

7.2. CEDIMENTO DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICO ASSIALE

L'amplificazione del cedimento per effetto gruppo è funzione:

- del numero di pali della palificata (n);
- della configurazione geometrica del gruppo (s = interasse pali; L = lunghezza pali).

Per la determinazione del coefficiente amplificativo dei cedimenti per effetto gruppo (E_G) si fa riferimento alla correlazione suggerita da Mandolini, Russo, Viggiani, basata sul confronto parametrico di evidenze sperimentali (Figura 7-1) che definisce il parametro:

$$R_G = 0.39 R^{-1.25}$$

essendo:

$$R = \sqrt{\frac{ns}{L}} \text{ con:}$$

Il coefficiente amplificativo E_G per effetto gruppo si ottiene dalla seguente espressione:

$$E_G = R_G n$$

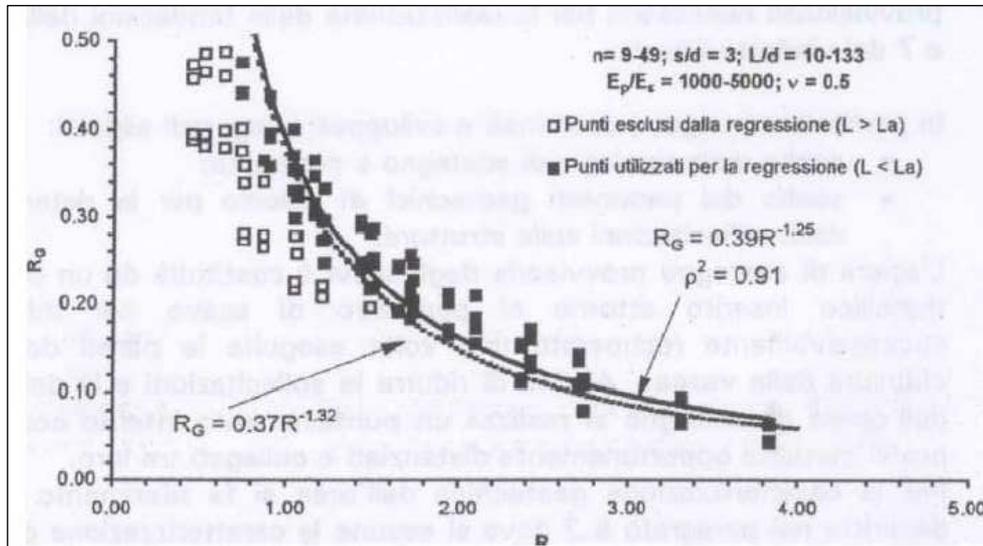


FIGURA 7-1: AMPLIFICAZIONE DEL CEDIMENTO PER EFFETTO GRUPPO

Ad esempio:

- $n = 9, s = 3.6 \text{ m}, L = 30.0 \text{ m} \Rightarrow R_G = 0.37 \Rightarrow E_G = 3.35 \Rightarrow \delta_G \cong 18.4 \text{ mm};$
- $n = 8, s = 3.6 \text{ m}, L = 30.0 \text{ m} \Rightarrow R_G = 0.40 \Rightarrow E_G = 3.20 \Rightarrow \delta_G \cong 17.6 \text{ mm}.$

7.3. RIGIDENZE ASSIALI

Alla luce delle considerazioni esposte al § 7.1, la rigidità del palo in direzione verticale viene stimata ipotizzando che la portata limite laterale venga mobilitata per uno spostamento di 10 mm.

I grafici a seguire riportano i valori di rigidità verticale dei pali al variare della lunghezza degli stessi. I tabulati di derivazione dei grafici sono stati riportati precedentemente al § 5 congiuntamente ai tabulati di capacità portante verticale.

IGA02 - Galleria sotto FFSS VR-MO - ZO2
NTC del 14/01/2008

Rigidezza assiale - Pali trivellati ϕ 600mm

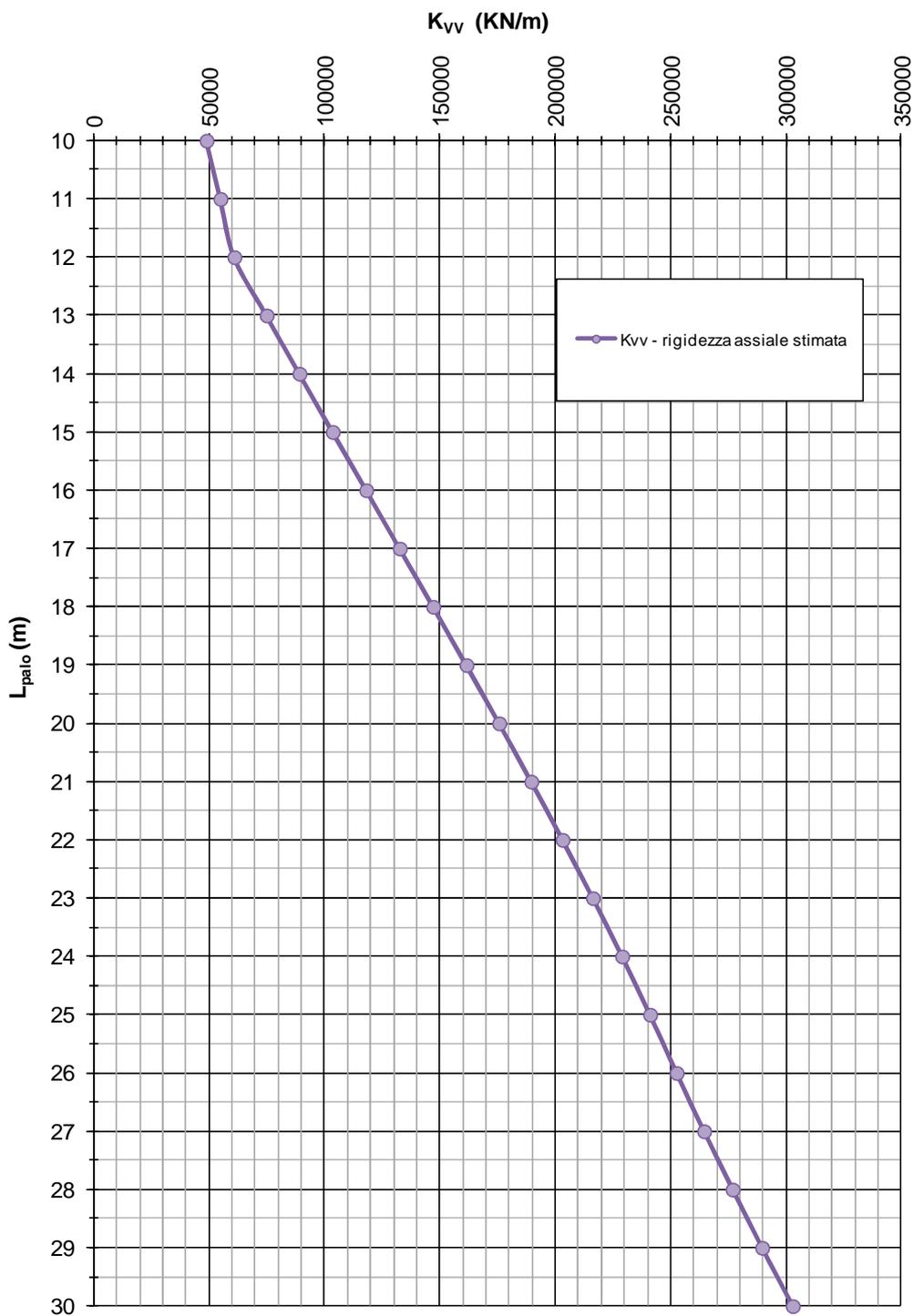


FIGURA 7-2: RIGIDEZZA VERTICALE – PALI TRIVELLATI ϕ 600

IGA02 - Galleria sotto FFSS VR-MO - ZO2
NTC del 14/01/2008

Rigidezza assiale - Pali trivellati ϕ 800mm

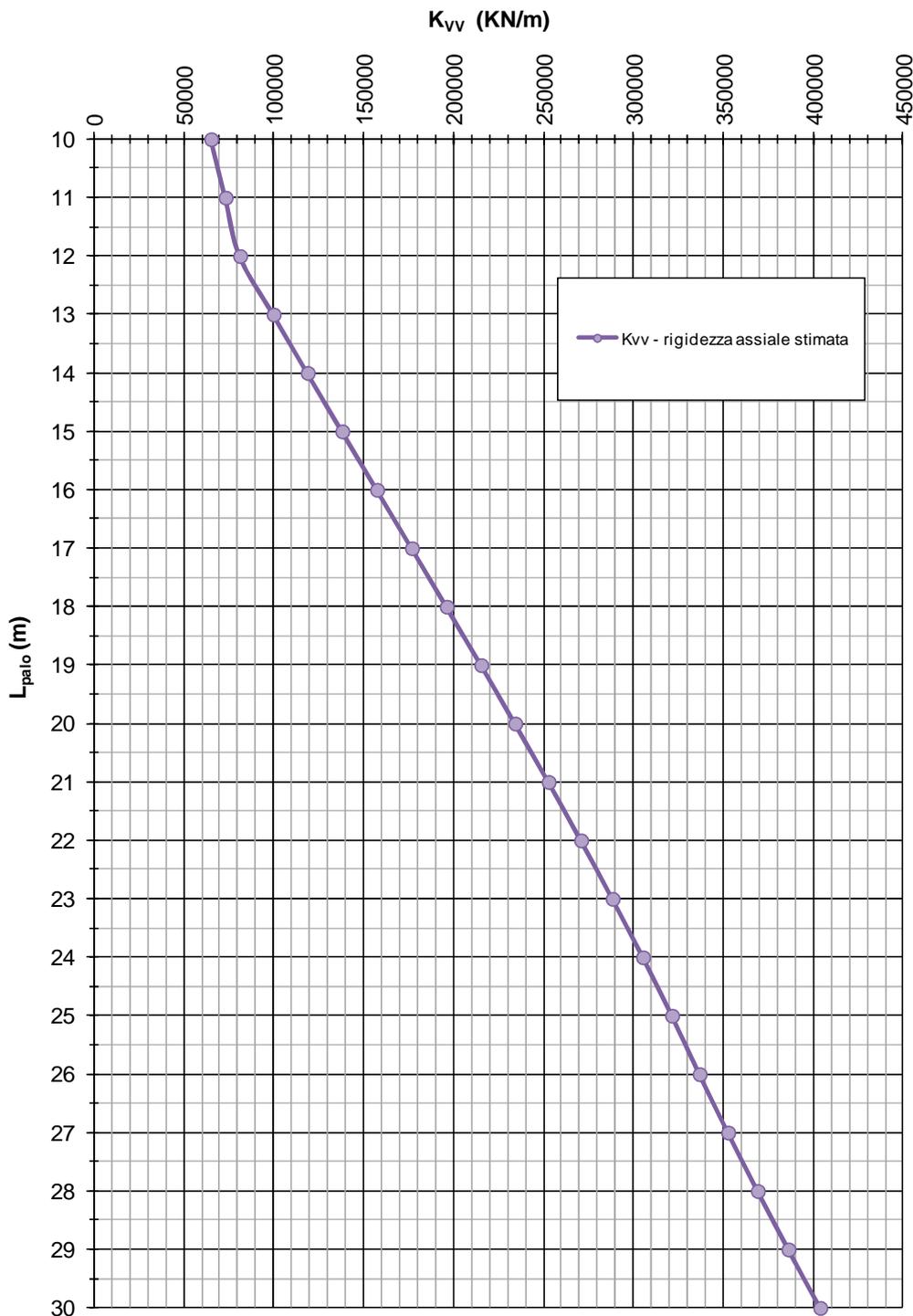


FIGURA 7-3: RIGIDEZZA VERTICALE – PALI TRIVELLATI ϕ 800