

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO : CATTOLICA – FANO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

OPERE D'ARTE MAGGIORI
PONTI E SOTTOVIA (L>10m)
NUOVO CAVALCAVIA DI SVINCOLO
RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Tiziano Collotta Ord. Ingg. Lecco N.122 RESPONSABILE UFFICIO GEI	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Giuliana Garigali Ord. Ingg. Milano N. 18419 RESPONSABILE AREA DI PROGETTO BOLOGNA	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE FUNZIONE STP
--	--	--

RIFERIMENTO ELABORATO										DATA:	REVISIONE	
DIRETTORIO						FILE				OTTOBRE 2010		n.
codice			commessa			N.Prog.		unita'	n. progressivo			data
1	1	1	4	3	1	0	1	GEI APE	107--	SCALA: —		

 ingegneria europea		ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	—
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	—
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'	Ing. Tiziano Collotta O.l. Lecco N.122

VISTO DEL COORDINATORE GENERALE SPEA DIREZIONE OPERATIVA PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE LAVORI ASPI Ing. Alberto Selleri	VISTO DEL COMMITTENTE autostrade // per l'italia Geom. Mauro Moretti	VISTO DEL CONCEDENTE 
---	--	--

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA.....	5
2.2	BIBLIOGRAFIA.....	6
3	MATERIALI.....	9
4	PROGRAMMI DI CALCOLO	11
5	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE	13
6	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA DELL'AREA	14
6.1	PREMESSA.....	14
6.2	INDAGINI DI RIFERIMENTO	14
6.3	MISURE PIEZOMETRICHE	17
6.4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO	18
7	PALI DI FONDAZIONE - CRITERI DI VERIFICA	20
7.1	GENERALITÀ	20
7.2	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU).....	22
7.2.1	<i>Statica</i>	22
7.2.2	<i>Sismica</i>	25
7.3	RESISTENZA CARATTERISTICA (R_k) DI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	27
7.4	SCHEMI RIEPILOGATIVI	31
7.4.3	<i>Verifiche SLU</i>	32

7.5	METODOLOGICA DI CALCOLO	38
7.5.4	<i>Stima della resistenza dei pali soggetti a carichi assiali.</i>	38
7.5.5	<i>Stima della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali.</i>	45
8	AZIONI DI CALCOLO E MODELLI ADOTTATI	50
8.1	APPROCCIO DI VERIFICA	50
8.2	AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE	50
8.3	MODELLI DI CALCOLO DELLE VERIFICHE	53
8.3.6	<i>Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) - Azioni Statiche</i>	53
8.3.7	<i>Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) - Azioni Sismiche</i>	55
9	STIMA DELLE RESISTENZE CARATTERISTICHE	57
9.1	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI (COMPRESSIONE). 57	
10	RISULTATI SPALLE	60
11	RISULTATI PILE	61
11.1	RISULTATI ANALISI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) - AZIONI STATICHE	61
11.2	RISULTATI ANALISI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) - AZIONI SISMICHE	65
11.3	RISULTATI ANALISI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	68
11.4	RIASSUNTO DEI RISULTATI OTTENUTI	71
12	VERIFICHE GEOTECNICHE	72
12.1	VERIFICHE AI CARICHI ASSIALI (SLU E SIS)	72

1 INTRODUZIONE

Il presente documento ha come oggetto il dimensionamento e le verifiche geotecniche delle fondazioni del nuovo cavalcavia di svincolo di Fano Nord. L'opera fa parte dei lavori relativi al progetto delle opere compensative per il comune di Fano. Le verifiche strutturali dei pali e plinti che costituiscono le fondazioni del cavalcavia, invece, sono contenute nella relazione di calcolo strutturale dell'opera a cui si rimanda per ulteriori dettagli.

L'opera in oggetto ricade nel comune di Fano caratterizzato da un'accelerazione di progetto su suolo di categoria A associata ad un tempo di ritorno di 949 anni e periodo di riferimento di 100 anni pari a $0.235g$ ⁽¹⁾. Per quanto riguarda le informazioni relative alla vita nominale, classe d'uso, il corrispondente coefficiente d'uso ed il periodo di riferimento per l'azione sismica della struttura in esame si rimanda alla relazione di calcolo strutturale.

Le verifiche geotecniche fanno riferimento a quanto contenuto nelle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" D.M. 14/01/2008 (NTC).

⁽¹⁾ Fonte: Allegato B alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni – Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica.

2 Documenti di Riferimento

2.1 NORMATIVA

Normativa italiana

“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” - Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003

“Disposizioni attuative dell’art.2, commi 2, 3 e 4 dell’Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003 recante -Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” - DM 21 Ottobre 2003

“Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” - D.M. 14 Gennaio 2008 (NTC).

Norme UNI

“Opere di Ingegneria Civile: Costruzioni Geotecniche Speciali – Pali Eseguiti con spostamento di Terreno” - UNI EN 12699-2002

“Opere di Ingegneria Civile: Costruzioni Geotecniche Speciali – Pali Trivellati” - UNI EN 1536-2003

Raccomandazioni e Linee Guida

“Raccomandazioni sui Pali di Fondazione” – Associazione Geotecnica Italiana (AGI) 1984

“Aspetti Geotecnici della Progettazione in zona Sismica – Linee Guida” – Associazione Geotecnica Italiana (AGI) Edizione Provvisoria 2005

Eurocodici

“Eurocode 5: Design of steel structures – Part n.5: Piling” - ENV 1993-5:1997 (EC5-5)

“Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General Rules” - EN 1997-1:2004 (EC7-1)

“Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings” - prEN 1998-1:2003 (EC8-1)

“Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects” - prEN 1998-5:2003 (EC8-5)

2.2 BIBLIOGRAFIA

Terzaghi K., Peck R.B. "Soil mechanics in engineering practice" John Wiley, New York (1st edn), 1948

Hansen J.B. – “Ultimate resistance of Rigid piles against transverse forces” Danish Geotechnical Int. Report 12., 1961

Broms B.B. – “Design of laterally-loaded piles” Proc. Am. Soc. Civ. Engrs. – J- Soil Mech. Found. Div. Mar 1965

Welch R.C., Reese L.C. - "Laterally loaded Behavior of drilled shafts" – Research Report N° 3-5-65-89, conducted for Texas Highway Department and U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads, by Center for Highway Research, The University of Austin, 1972

Stroud M.A. "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proc. European symposium on penetration testing, 367-375, 1974

Reese L.C., Cox W.R, Koop F.D. - "Analysis of laterally loaded piles in sand" – Paper N° OCT 2080, Proceedings, Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.

Reese L.C., Cox W.R. Koop F.D. - "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" – Paper N° OCT 2313, Proceedings, Seventh Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.

Reese L.C, Welch R.C. - "Lateral loading of deep foundations in stiff clay" – Journal of the geotechnical Division, ASCE, Vol. 101, No GT7, Proceedings Paper 11456, 1975

Duncan J.M., Buchignani A.L. "An engineering manual for settlement studies" Dept. of Civil Engineering - University of California, Berkeley, 1976

Bustamante M. e Ganeselli L. - "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT" -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam, 1982

NAVFAC-DM 7 "Design Manual - Soil mechanics, foundations, and earth structures" DEPT. OF THE NAVY - NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMMAND, 1982

Koutsoftas D.C., Ladd C.C. "Design Strength of an Offshore Clay" PhD Thesis University of Texas at Austin, 1985

Cestari F. "Prove Geotecniche in sito" ed. GEO-GRAPH s.n.c. 1990

3 Materiali

Calcestruzzo per Pali:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2

Calcestruzzo per Elevazioni Muri:

- Caratteristica di resistenza minima C32/40
- Classe di esposizione XF2

Calcestruzzo per Fondazioni Muri:

- Caratteristica di resistenza minima C28/35
- Classe di esposizione XC2

Acciaio per armature ordinarie:

- Acciaio in barre nervate tipo B450C

$$f_{yk} > 450 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} > 540 \text{ MPa}$$

Copriferro per pali trivellati: 60.0 mm ($\phi_{PALO} > 600\text{mm}$)

Copriferro per fondazioni: 40.0 mm

Copriferro per elevazioni: 35.0 mm

Copriferro per soletta: 35.0 mm

Magrone di sottofondo:

- Caratteristica di resistenza minima C12/15

4 Programmi di Calcolo

Lo studio del comportamento della palificata sottoposta a carichi trasversali e assiali è stato condotto utilizzando un opportuno programma di calcolo che tiene conto dell'interazione dei pali e del comportamento non lineare del terreno (curve p-y) nella fattispecie è stato adottato il programma di calcolo GROUP Ver. 6.0 della ENSOFT INC.

5 Descrizione delle opere di fondazione

Il cavalcavia è composto da 3 campate da 22.50, 45.50 e 22.50 m ed è tipo “integral bridge”.

Le spalle sono di tipo passante (muro spalla), su una singola fila di pali di grande diametro e l’impalcato è collegato direttamente alla spalla con un vincolo di incastro. Per le pile sono invece previste fondazioni profonde su pali di grande diametro.

In particolare, per le singole fondazioni sono previste:

Spalle: 5 pali Ø1200 L = 22.0 m

Pile 1: 8 pali Ø 1200 L = 24.0m

Per ulteriori informazioni riguardo le geometria della palificata e i particolari costruttivi si rimanda alle tavole di progetto e alla relazione strutturale di calcolo.

6 Caratterizzazione geologico-geotecnica dell'area

6.1 PREMESSA

Nel presente capitolo viene esposta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica/dimensionamento delle sottostrutture in oggetto.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati e rimaneggiati, di prove e misure effettuate in sito.

I volumi di terreno indagato con la campagna geognostica a disposizione si ritengono opportuni per caratterizzare un volume significativo del terreno interessato dalle opere di fondazione oggetto della presente relazione.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico si intende una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Per eventuali approfondimenti relativi alla campagna di indagini eseguita e alla caratterizzazione geotecnica si rimanda alla relazione geotecnica allegata al progetto.

6.2 INDAGINI DI RIFERIMENTO

La stratigrafia di riferimento adottata per il dimensionamento e le verifiche geotecniche delle pile e delle spalle del nuovo cavalcavia di svincolo è stata ricavata con riferimento alle indagini geotecniche eseguite in corrispondenza dell'opera, sintetizzate nella seguente tabella.

In particolare in corrispondenza dell'opera sono state prese a riferimento 3 verticali di indagine:

Tabella 6-1 – indagini di riferimento

sigla sondaggio	campagna di indagine	Progressiva chilometrica (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
E2-S40	P.D		20.6	35.0	TA
E3-SV3	P.D		20.4	31.0	Piezometro Norton
L1-S0C3	Op. comp. Fano	-	21.3	35.0	TA
CC = cella piezometrica Casagrande TA = piezometro a tubo aperto					

Le indagini geotecniche di riferimento sono riportate nella planimetria con ubicazione indagini e nel profilo geotecnico di riferimento.

Tabella 6-2 – Riassunto dei principali risultati delle prove penetrometriche SPT

Sondaggio	Prof. (m)	descrizione	N_{spt} (colpi)
E2-S40	9.30	All. limoso argillose	11
	15.30	All. sabbioso ghiaiose	47
	18.30	All. limoso argillose	18
	21.30		20
SV3-S3	12.30	All. limoso argillose	24
	14.30	All. sabbioso ghiaiose	27
L1-S0C3	1.80	All. limoso argillose	32
	3.80		16
	4.80		12
	6.30		17
	9.30		16
	10.80		18
	12.80		18
	14.10	All. sabbioso ghiaiose	21
	16.30		71
	18.30		67
	21.60	Depositi plio- pleistocenici a matrice limoso arg./ sabbiosa	Rif.
	24.00		Rif.
	27.00		Rif.
	30.00		Rif.
	33.00		Rif.

6.3 MISURE PIEZOMETRICHE

La quota di falda, sulla base delle letture piezometriche rilevate nei piezometri posti in corrispondenza dell'opera, è collocabile a circa 3÷5 m da p.c.

Nei calcoli si è assunto un livello di falda a -4.0 m da p.c.

6.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

Dall'osservazione del profilo stratigrafico longitudinale, lungo il viadotto è stata riscontrata la presenza delle seguenti formazioni (in accordo alla relazione geotecnica generale:

Tabella 6-3 – Riassunto dei principali formazioni geotecniche e delle resistenze caratteristiche

Formazione	Descrizione	Peso di volume γ_n (kN/m ³)	Parametri di resistenza	Parametri di deformabilità
A1	Alluvioni limoso argillose	18.0-20.0	$c_u=30-60$ kPa $c'=2-8$ kPa $\phi'=26^\circ-27^\circ$	$E_{op}=5-11$ MPa
A2	Alluvioni sabbioso ghiaiose	19.0-20.0	$\phi'=37^\circ-39^\circ$	$E_0=200-400$ MPa
P1/P2	Depositi plio-pleistocenici a matrice limoso argillosa - sabbiosa	19.5-20.5	$c_u \geq 200$ kPa $c'=10-30$ kPa $\phi'=26^\circ-30^\circ$	$E_{op}=50$ MPa

Essendo:

γ_n	=	peso di volume naturale (kN/m ³)
c_u	=	resistenza al taglio non drenata (kPa)
c'	=	resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci (kPa)
ϕ'	=	angolo d'attrito in termini di sforzi efficaci
E_{op}	=	modulo elastico "operativo"
E_0	=	modulo elastico iniziale

I valori dei parametri caratteristici sono stati dedotti dalla relazione geotecnica allegata al progetto verificandone la compatibilità con i risultati delle prove di laboratorio ed in sito relativi alle verticali di indagini di riferimento.

L'analisi dei dati a disposizione conduce alla successione stratigrafica di progetto riportata nella seguente tabella:

Tabella 6-1 – Stratigrafia di progetto

Da	A	Formazione
(m)	(m)	(-)
0 (*)	-14.0	A1
-14.0	-17.5	A2
-17.5	-22.0	A1
-22.0	-35.0	P1/P2

7 Pali di fondazione - Criteri di Verifica

7.1 GENERALITÀ

Le verifiche geotecniche fanno riferimento a quanto contenuto nelle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” D.M. 14/01/2008 (NTC) per i pali di fondazione.

Il dimensionamento dei pali di fondazione e delle relative strutture di collegamento ha tenuto conto degli effetti di gruppo sia nelle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) sia in quelle allo stato limite ultimo (SLU).

Nella progettazione per azione sismica, la valutazione delle resistenze del complesso terreno-struttura deve essere condotta considerando:

- eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica;
- in termini di tensioni efficaci in terreni saturi eventuali incrementi di tensione interstiziale indotti dal sisma, e, in particolare, si deve trascurare il contributo di resistenza di eventuali strati di terreno suscettibili di liquefazione;
- è opportuno valutare gli effetti dell'interazione cinematica nei pali in termini di momenti flettenti:

Nelle verifiche di sicurezza sono considerati tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Le verifiche sono state effettuate con riferimento ai seguenti stati limiti se pertinenti:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite delle palificate nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;

SLU di tipo strutturale (STR)⁽²⁾

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

Le verifiche nei confronti degli stati limite, in accordo a quanto specificato dalle (NTC), sono da condursi adottando i diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali scelti in relazione ai due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (DA1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Resta inteso che, salvo ove espressamente specificato dalle NTC, occorre impiegare entrambe le combinazioni sia per il dimensionamento strutturale sia per il dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (DA2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nella Tabella 7-1 sono riassunte le verifiche nei confronti degli stati limiti (SLU) pertinenti al caso in oggetto e gli approcci adottati nelle verifiche. Nei capitoli successivi sono riportati i risultati ottenuti.

⁽²⁾ per queste verifiche si rimanda alla relazione di calcolo strutturale dell'opera.

Tabella 7-1 – Riassunto delle verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimo considerate

Stato Limite Ultimo	Considerato
Collasso carico limite della palificata carichi assiali (compressione e trazione)	SI
Collasso carico limite della palificata carichi assiali (compressione e trazione)	SI
Stabilità Globale pendio limitrofo alla palificata	NO
Effetti dovuti a fenomeni di attrito negativo	NO
Collasso carico limite della palificata carichi assiali (compressione e trazione) sotto l'azione sismica (SIS)	SI
Collasso carico limite della palificata carichi assiali (compressione e trazione) sotto l'azione sismica (SIS)	SI
Collasso per liquefazione dei terreni di fondazioni	NO
Effetti dovuti a fenomeni di interazione cinematica palo/terreno durante azione sismica	NO

7.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

7.2.1 Statica

Di seguito sono descritti brevemente i due approcci suggeriti dalla Normativa.

Approccio 1

combinazione 1: A1+M1+R1 (DA1-1)

combinazione 2: A2+M1+R2 (DA1-2)

Approccio 2: A1+M1+R3 (DA2)

Nel caso di analisi di stabilità globale, essa deve essere condotta secondo DA1-2, ovvero secondo A2+M2+R2.

Verificando, qualunque sia l'approccio adottato, che risulti:

- per le verifiche geotecniche:

$$E_d < R_d$$

ove:

$E_d \Rightarrow$ Risultante degli effetti delle azioni di calcolo sul singolo palo;

$R_d \Rightarrow$ Resistenza di calcolo del palo singolo (a compressione/trazione e a carichi trasversali) dedotta a partire da un valore caratteristico (R_k) fattorizzato applicando i fattori parziali (γ_R).

- per le verifiche strutturali:

$$E_d < R_d$$

$R_d \Rightarrow$ Resistenza strutturale del singolo palo;

$E_d \Rightarrow$ Sollecitazione di calcolo nel singolo palo.

Nel caso di ponti stradali, i valori dei coefficienti parziali da applicarsi sono riassunti nelle tabelle seguenti.

Tabella 7-2 - Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (vedi tab. 5.1.V NTC)

Carichi			A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.00	1.00
	Sfavorevole		1.35	1.00
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	Favorevole	γ_Q	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.35	1.15
Carichi variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.50	1.30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	Favorevole	$\gamma_{\varepsilon 1}$	1.00	1.00
	Sfavorevole		1.00	1.00
Ritiro e viscosità, variazioni termiche, cedimenti vincolari	Favorevole	$\gamma_{\varepsilon 2}$	0.00	0.00
	Sfavorevole	$\gamma_{\varepsilon 3}$ $\gamma_{\varepsilon 4}$	1.20	1.00

⁽¹⁾ – Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti delle azioni permanenti.

Tabella 7-3 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (vedi tab. 6.2.II NTC)

Parametro		M1 ⁽²⁾	M2
Tangente angolo di resistenza al taglio	γ_{φ}	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Coesione non drenata	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso di unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0

⁽²⁾ – Coefficienti da adottarsi per valutare l'effetto dell'attrito negativo sui pali.

Tabella 7-4 - Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali (vedi tab. 6.4.II NTC)

Resistenza		Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base	γ_b	1.00	1.45	1.15	1.00	1.70	1.35	1.00	1.60	1.30
Laterale (compressione)	γ_s	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15
Totale ⁽³⁾	γ_T	1.00	1.45	1.15	1.00	1.60	1.30	1.00	1.55	1.25
Laterale (trazione)	γ_{st}	1.00	1.60	1.25	1.00	1.60	1.25	1.00	1.60	1.25

⁽³⁾ – da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte da risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 7-5 - Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi trasversali (vedi tab. 6.4.VI NTC)

Coefficiente parziale	R1	R2	R3
γ_T	1.0	1.6	1.2

7.2.2 Sismica

Di seguito si riassume quanto indicato dalla Normativa.

Approccio 1

combinazione 1: A+M1+R1 (DA1-1)

combinazione 2: A+M1+R2 (DA1-2)

Approccio 2: A+M1+R3 (DA2)

I valori dei coefficienti parziali da applicarsi sono indicati, in accordo a quanto prescritto dalla (NTC):

per le azioni	(A)	assunti pari all'unità (rif. NTC par. 7.11.1)
per i materiali	(M)	vedi Tabella 7-3
per le resistenze	(R)	vedi Tabella 7-4

Inoltre, la valutazione delle resistenze del complesso terreno-struttura deve essere condotta considerando:

- eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica;
- in termini di tensioni efficaci in terreni saturi eventuali incrementi di tensione interstiziale indotti dal sisma, e, in particolare, si deve trascurare il contributo di resistenza di eventuali strati di terreno suscettibili di liquefazione.

Verificando, qualunque sia l'approccio adottato, che risulti:

- per le verifiche geotecniche:

$$E_d < R_d$$

ove:

$E_d \Rightarrow$ Risultante degli effetti delle azioni di calcolo sul singolo palo;

$R_d \Rightarrow$ Resistenza di calcolo del palo singolo (a compressione/trazione e a carichi trasversali) dedotta a partire da un valore caratteristico (R_k) fattorizzato applicando i fattori parziali (γ_R).

- per le verifiche strutturali:

$$E_d < R_d$$

$R_d \Rightarrow$ Resistenza strutturale di calcolo del singolo palo;

$E_d \Rightarrow$ Sollecitazione di calcolo nel singolo palo.

È opportuno valutare gli effetti dell'interazione cinematica ⁽³⁾ nei pali in termini di momenti flettenti:

- per costruzioni di classe d'uso III e IV;
- per terreni di classe D o peggiori;
- in siti a sismicità media o alta ($a_g > 0.25g$);
- in presenza di elevati contrasti di rigidezza al contatto di strati contigui di terreno.

7.3 RESISTENZA CARATTERISTICA (R_k) DI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

La resistenza caratteristica (R_k) del palo singolo può essere determinata mediante tre approcci distinti secondo quanto indicato nelle (NTC):

- a) da risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- b) da metodi di calcolo analitici a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnica oppure con relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (CPT, SPT, pressiometriche, ecc.);
- c) da risultati da prove dinamiche di progetto su pali pilota.

⁽³⁾ L'EC8 prescrive che essa sia valutata se in concomitanza simultanea di terreni di classe C o peggiori e forti contrasti di rigidezza tra strati contigui.

In tutti e tre gli approcci l'affidabilità della stima della (R_k) è funzione delle prove/verticali di indagini a disposizione. (vedi Tabella 7-6, Tabella 7-7 e Tabella 7-8).

Caso a) La determinazione della resistenza caratteristica a compressione e/o a trazione è dedotta dai corrispondenti valori ottenuti dall'elaborazione di prove di carico di progetto statico su pali pilota. Il valore caratteristico (R_k) a compressione o trazione è ottenuto come:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{\text{MEDIA}}}{\xi_1}; \frac{R_{\text{MIN}}}{\xi_2} \right\}$$

ove i valori di ξ sono indicati nella tabella seguente e funzione del numero di prove.

Tabella 7-6 – Fattori di correlazione ξ (vedi tab. 6.4.III NTC)

Numero prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00
ξ_2	1.40	1.20	1.05	1.00	1.00

Caso b) con riferimento alle procedure analitiche (si veda il par. 7.5.4) il valore caratteristico della resistenza caratteristica a compressione e/o a trazione è ottenuto come:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{\text{MEDIA}}}{\xi_3}; \frac{R_{\text{MIN}}}{\xi_4} \right\}$$

ove i valori di ξ sono indicati nella tabella seguente e funzione del numero di prove.

Qualora si abbiano a disposizione prove in sito continue (prove CPT o DMT) o discontinue (SPT, pressiometriche, ecc.) ma con passi di campionamenti sufficientemente fitti tali da considerarsi continue la stima della resistenza caratteristica è condotta secondo i seguenti passi:

- 1 per ogni verticale di indagine si calcola il profilo di resistenza con la profondità in funzione delle prove in sito e di laboratorio assumendo i valori medi a disposizione nella singola verticale
- 2 stima del profilo medio (R_{MEDIA}) e minimo (R_{MIN}) di resistenza tra quelli calcolati
- 3 la resistenza caratteristica R_k secondo la:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}, \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

ove ξ_3 e ξ_4 sono coefficienti parziali funzione del numero delle verticali di indagine ed indicati nella Tabella 7-7.

Qualora, invece, si abbiano a disposizione prove in sito o di laboratorio discrete si procederà secondo il seguente schema:

- 1 per ogni strato viene assunto il valore medio e minimo tra tutti i valori a disposizione i necessari per il calcolo del profilo di resistenza con la profondità;
- 2 stima del profilo medio (R_{MEDIA}) e minimo (R_{MIN}) di resistenza adottando i parametri medi e minimi ottenuti al punto precedente;
- 3 la resistenza caratteristica R_k è assunta come:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}, \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

ove ξ_3 e ξ_4 sono coefficienti parziali funzione del numero delle verticali di indagine ed indicati nella Tabella 7-7;

Tabella 7-7 – Fattori di correlazione ξ (vedi tab. 6.4.IV NTC)

Numero prove di indagine	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Caso c) La determinazione della resistenza caratteristica a compressione è dedotta dai corrispondenti valori ottenuti dall'elaborazione di prove di carico di progetto dinamiche ad alto livello di deformazione su pali pilota. Il valore caratteristico (R_k) è ottenuto come:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{\text{MEDIA}}}{\xi_5}, \frac{R_{\text{MIN}}}{\xi_6} \right\}$$

ove i valori di ξ sono indicati nella tabella seguente e funzione del numero di prove.

Tabella 7-8 – Fattori di correlazione ξ (vedi tab. 6.4.V NTC)

Numero prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1.60	1.50	1.45	1.42	1.40
ξ_6	1.50	1.35	1.30	1.25	1.25

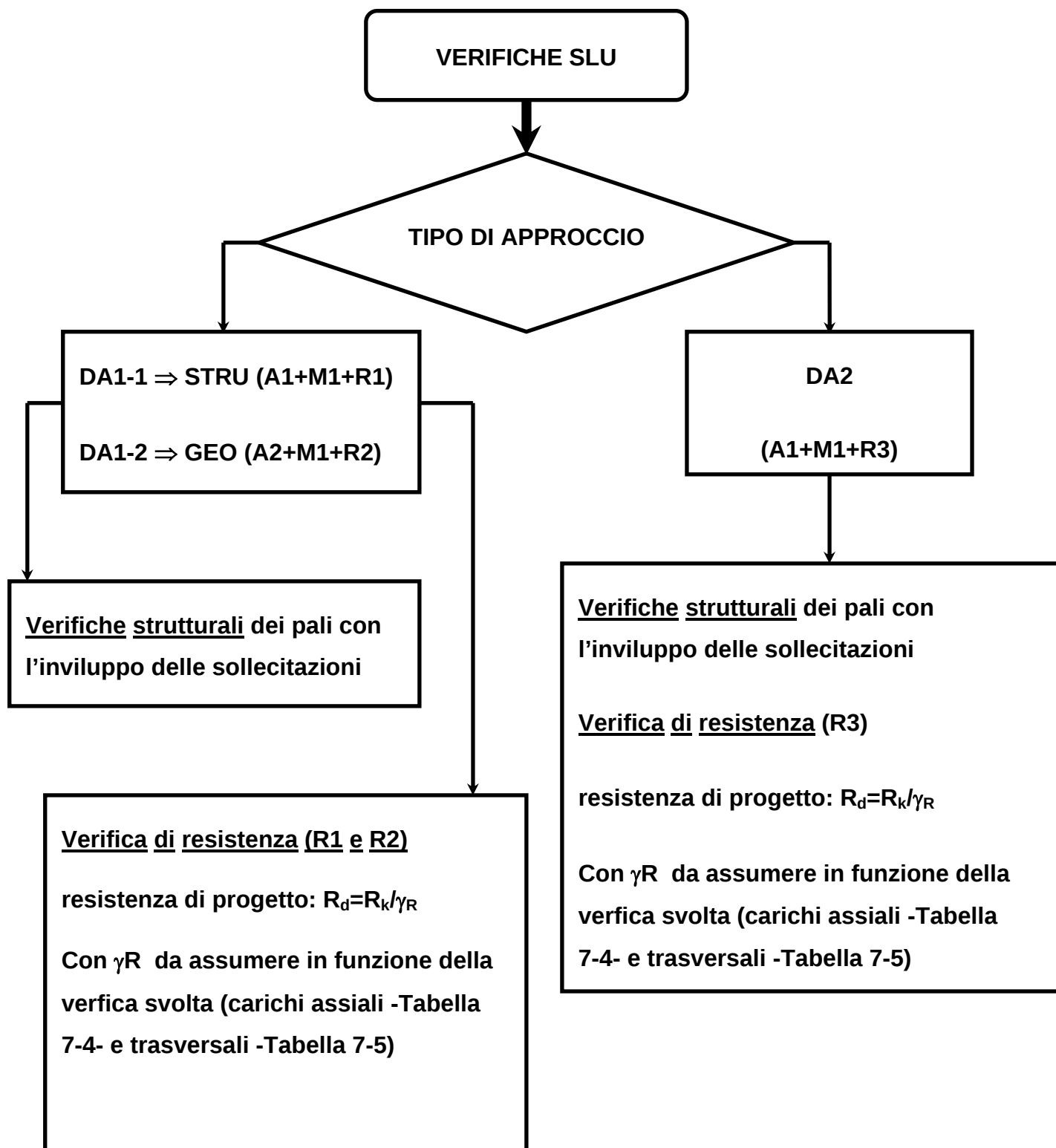
La resistenza caratteristica, stimata con uno dei sopra descritti metodi, viene assunta per il calcolo della resistenza di progetto (curva di capacità portante limite a compressione e trazione) fattorizzata con i coefficienti γ_R indicati Tabella 7-4 e confrontata con i valori delle sollecitazioni assiali a compressione o trazione ottenuti dalle analisi del comportamento della palificata 3D relativo all'approccio di verifica seguito. I criteri utilizzati per la stima delle curve di capacità portante a compressione e trazione in accordo al punto b) sono illustrati nel par. 7.5.4.

7.4 SCHEMI RIEPILOGATIVI

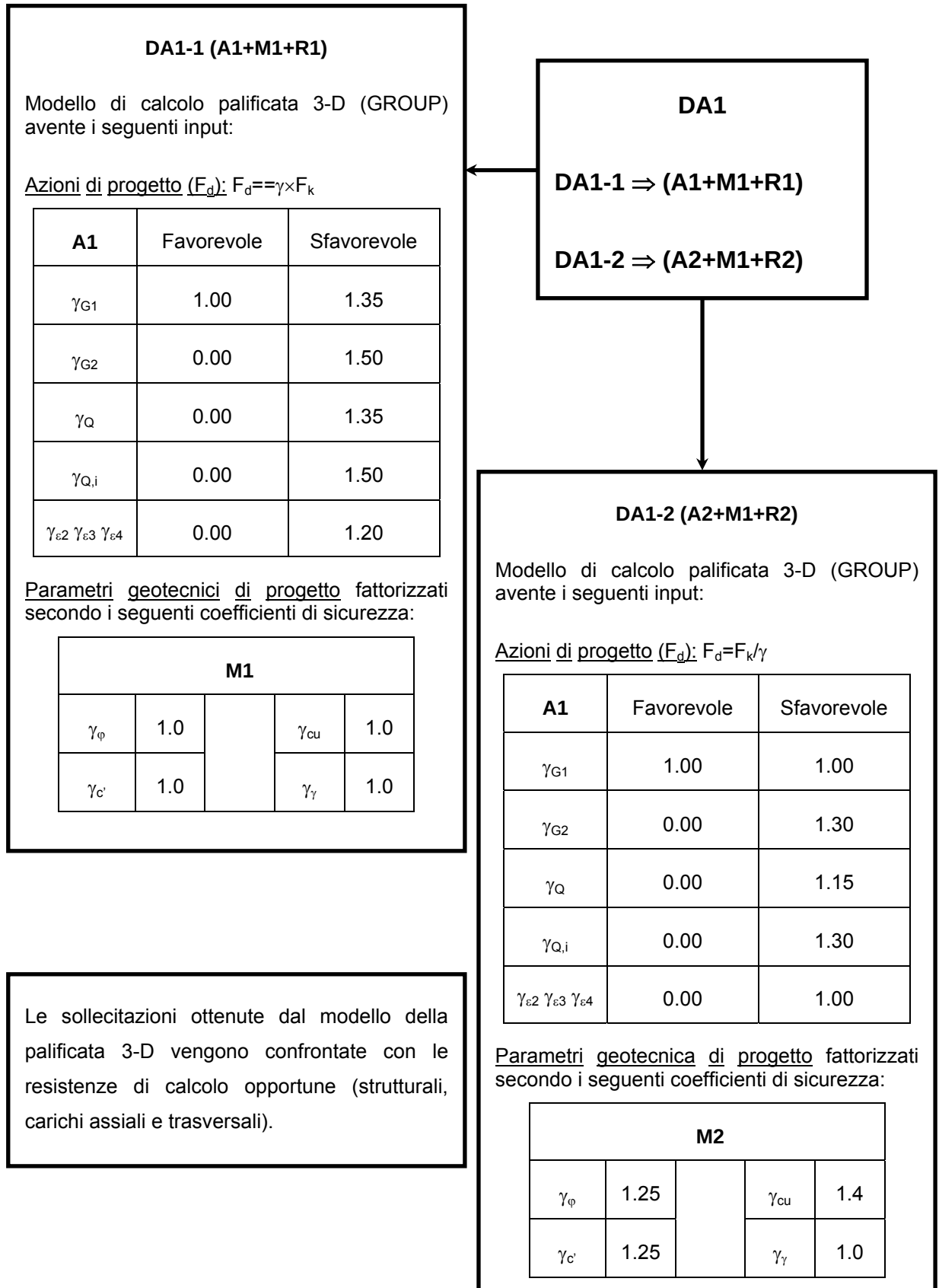
Nel presente paragrafo si riportano gli schemi riepilogativi delle verifiche condotte riassumendo i coefficienti di fattorizzazione adottati, in funzione degli approcci progettuali condotti.

7.4.3 Verifiche SLU

Statica



Approccio DA1



Approccio DA2

DA2

DA2 (A1+M1+R3)

Modello di calcolo palificata 3-D (GROUP) avente i seguenti input:

Azioni di progetto (E_d): $F_d = \gamma \times F_k$

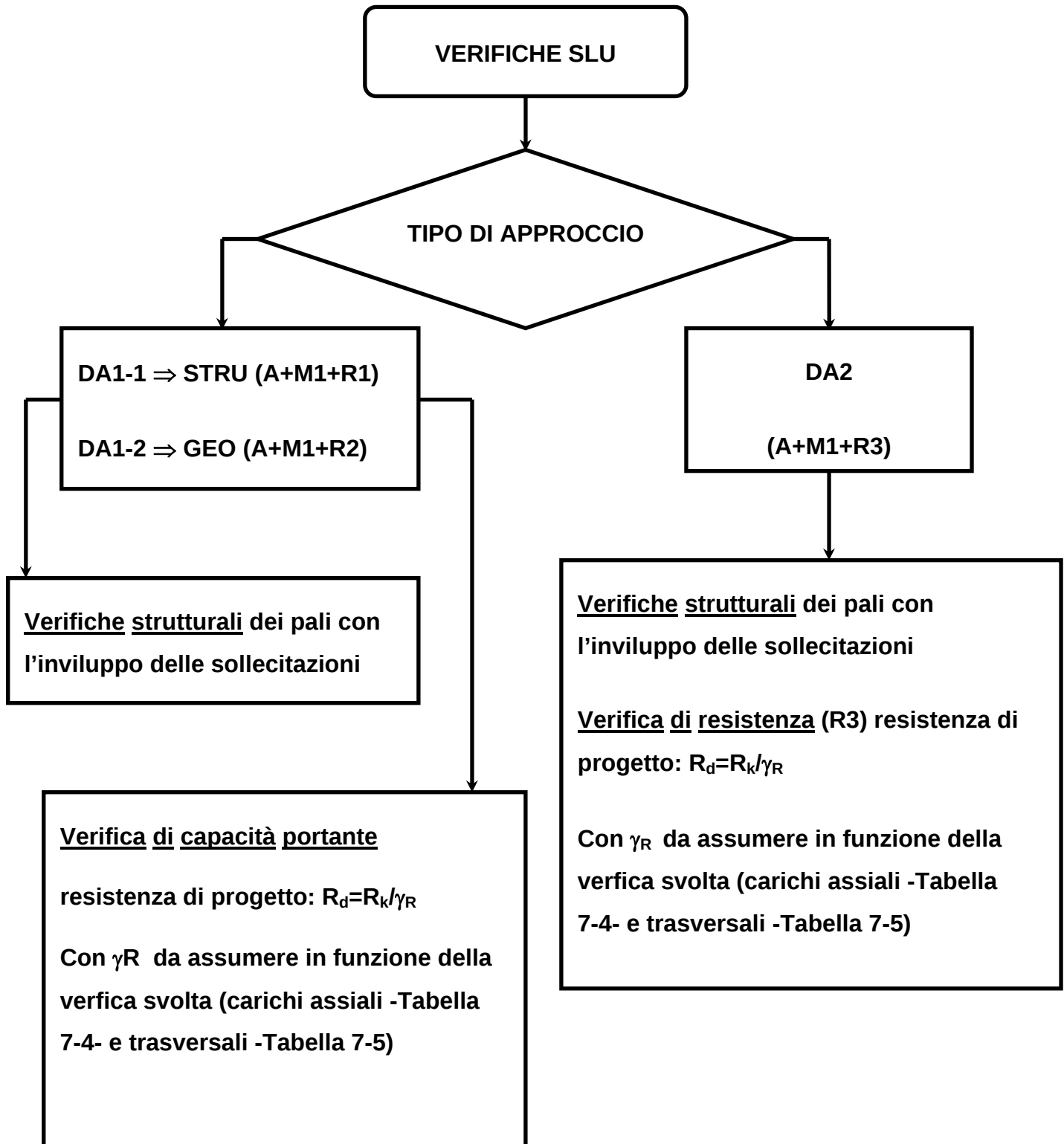
A1	Favorevole	Sfavorevole
γ_{G1}	1.00	1.35
γ_{G2}	0.00	1.50
γ_Q	0.00	1.35
$\gamma_{Q,i}$	0.00	1.50
$\gamma_{\varepsilon 2} \gamma_{\varepsilon 3} \gamma_{\varepsilon 4}$	0.00	1.20

Parametri geotecnica di progetto fattorizzati secondo i seguenti coefficienti di sicurezza:

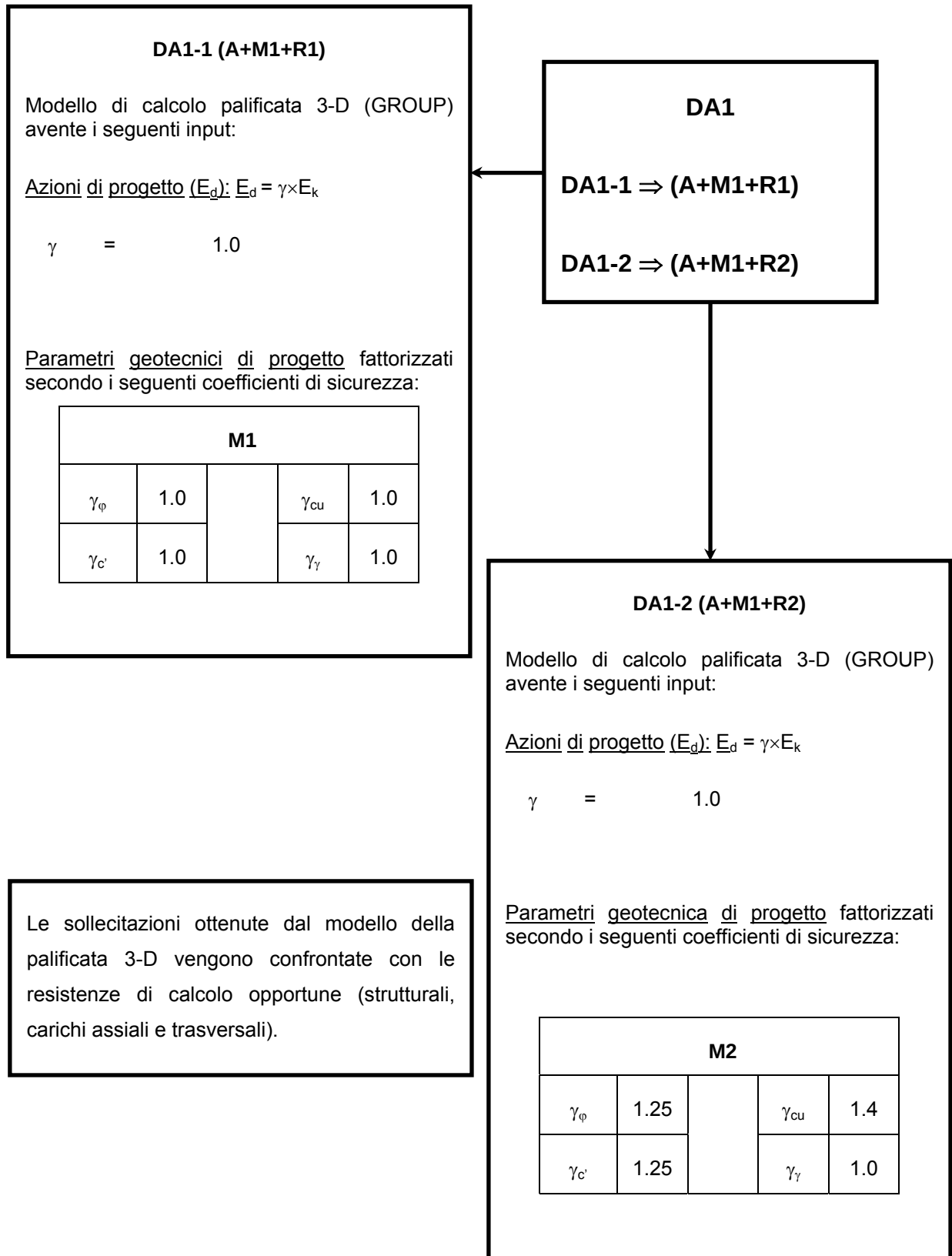
M1				
γ_ϕ	1.0		γ_{cu}	1.0
$\gamma_{c'}$	1.0		γ_γ	1.0

Le sollecitazioni ottenute dal modello della palificata 3-D vengono confrontate con le resistenze di calcolo opportune (strutturali, carichi assiali e trasversali).

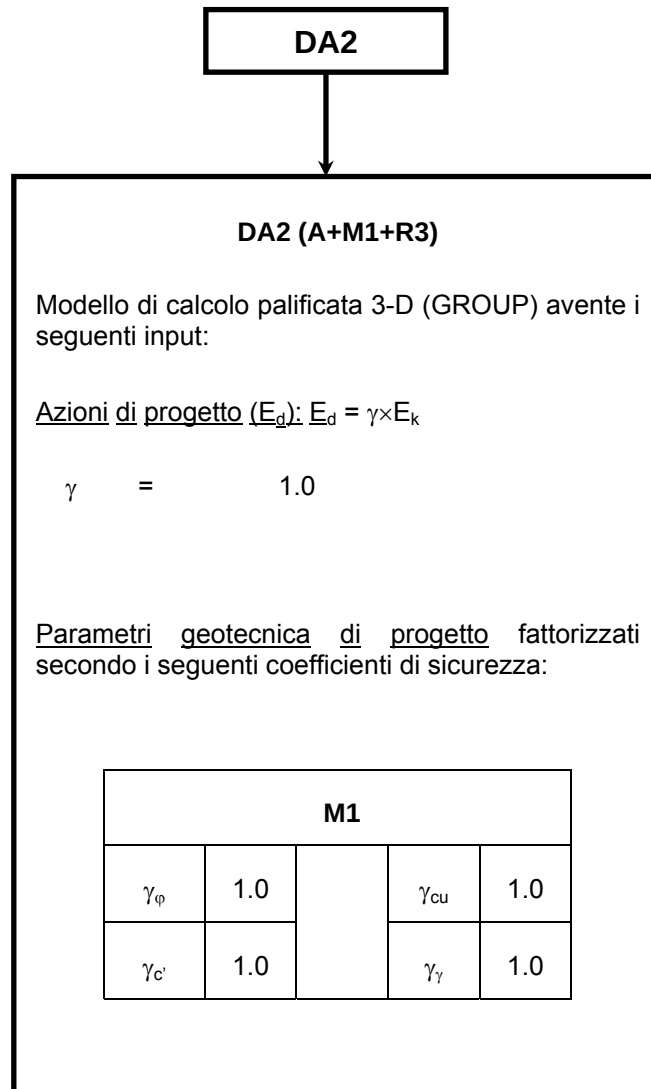
Sismica



Approccio DA1



Approccio DA2



Le sollecitazioni ottenute dal modello della palificata 3-D vengono confrontate con le resistenze di calcolo opportune (strutturali, carichi assiali e trasversali).

7.5 METODOLOGICA DI CALCOLO

7.5.4 Stima della resistenza dei pali soggetti a carichi assiali.

Nel seguito vengono illustrati i criteri di dimensionamento convenzionali utilizzati per la stima delle curve di resistenza dei pali soggetti a carichi assiali (curva di capacità portante). La portata limite (Q_{LIM}) di un palo trivellato viene calcolata con riferimento all'equazione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i} \quad \text{compressione}$$

$$Q_{LIM} = W + Q_{L,LIM} = \gamma'_{cls} \left(\sum_i \Delta H_i \right) \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i} \quad \text{trazione}$$

ove:

$Q_{B,LIM}$ = portata limite di base;

$Q_{L,LIM}$ = portata limite laterale;

W = peso proprio del palo;

q_b = portata unitaria di base;

γ'_{cls} = peso di volume sommerso del calcestruzzo armato

A_B = area di base;

D_i = diametro del concio i^{mo} di palo;

ΔH_i = altezza del concio i^{mo} di palo;

$\tau_{LIM,i}$ = attrito laterale unitario limite del concio i^{mo} di palo.

Con riferimento ai valori dei parametri geotecnici del terreno, per la stima della portata di base e laterale, sono state utilizzate le correlazioni analitiche di seguito riportate:

Terreno coesivo	
<u>Portata di base</u>	
$q_b = 9 \times c_u + \gamma \times L$	Mobilitata interamente per profondità $z \geq z_c \Rightarrow z_c = m \times D$ con (D diametro del palo e m variabile tra 4 e 8) (Meyerhof, Sastry [1978])
<u>Portata laterale</u>	
$\tau_{lim} = \alpha \times c_u \leq 100 \text{ kPa}$	$\alpha = 0.9$ per $c_u \leq 25 \text{ kPa}$ $\alpha = 0.8$ per $25 < c_u \leq 50 \text{ kPa}$ $\alpha = 0.6$ per $50 < c_u \leq 75 \text{ kPa}$; $\alpha = 0.4$ per $c_u > 75 \text{ kPa}$ (AGI [1984])
Terreno granulare	
<u>Portata di base</u>	
$q_{cr} = 0.0667 \times N_{SPT} \leq 4 \text{ MPa}$	la valutazione della capacità limite di base per terreni granulari è condotta facendo riferimento non alla condizione di rottura bensì riferendosi ad una "portata critica" corrispondente ad una "condizione di servizio limite" basata su considerazioni di cedimenti ammissibili, ed in genere riferita all'insorgere di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione. I valori sono interamente mobilitati ad una "profondità critica" z_c , analogo al caso di terreno coesivo, con m variabile fra 4 e 21.

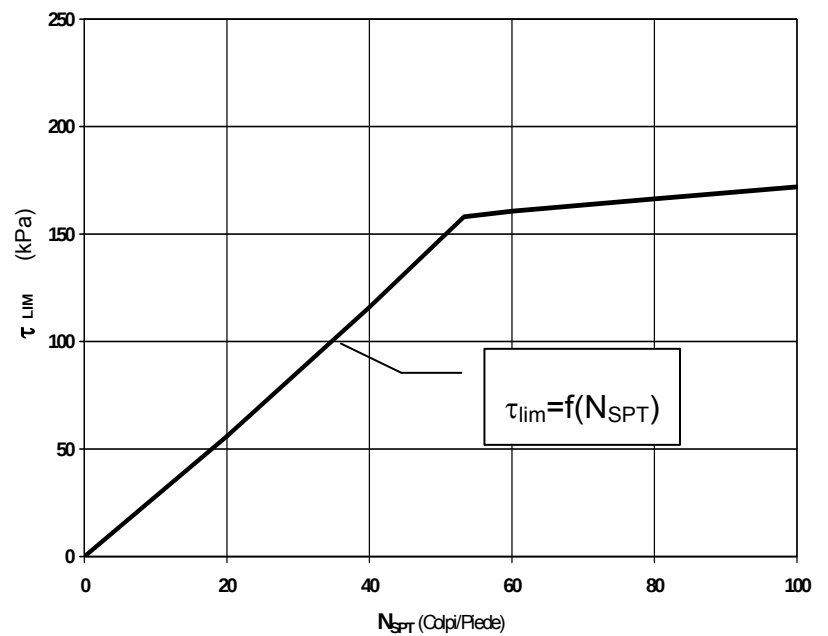
Portata laterale

$$\tau_{lim} = K \times \sigma'_v \times \tan(\varphi) \leq f(N_{SPT}) \quad K=0.6 \text{ rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace in prossimità del palo [Reese – Wright (1977)]}$$

σ'_v = pressione geostatica verticale efficace

φ = angolo di attrito del materiale

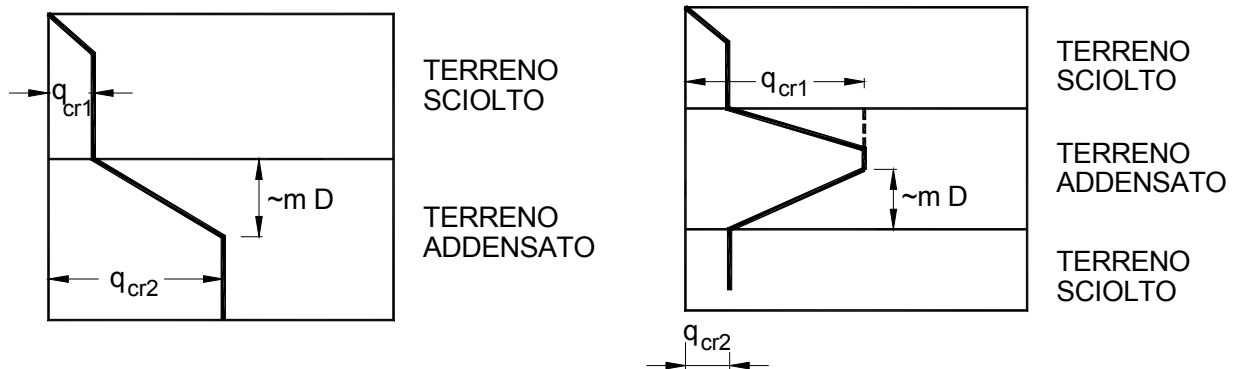
$\tau_{lim} = f(N_{SPT})$ vedi figura sotto riportata [Reese – Wright (1977)]



Terreni stratificati

Portata di base

La costruzione dell'andamento della portata di base con la profondità in condizioni stratigrafiche particolari (pali che attraversano uno strato di terreno sciolto fino a immorsarsi in uno strato compatto di base di notevole spessore, piuttosto che pali immorsati in uno strato compatto di base di modesto spessore sovrastante uno strato di terreno sciolto) è condotta in accordo alle indicazioni riportate della figura sotto riportata (secondo Meyerhof [1976]).



Per il calcolo della capacità portante dei pali, disponendo di prove penetrometriche statiche CPT, si può fare riferimento agli studi di Bustamante e Gianeselli (1968), che permettono di stimare il valore dell'attrito unitario limite $\tau_{LIM,i}$ e della portata unitaria di base q_{LIM} , a partire dai valori di resistenza alla punta q_c rilevati in prova CPT.

Portata unitaria di base

$$q_b = k_c \times q_c$$

il fattore k_c è ricavato in funzione del tipo di terreno e della tecnica esecutiva dei pali, secondo quanto indicato nello schema sotto riportato.

Group I :

- Plain bored piles - Cased bored piles.
- Mud bored piles - Hollow auger bored piles
- Type I micropiles (grouted under low pressure) - Piers - Barrettes.

Group II :

- Cast screwed piles - Driven grouted piles
- Driven precast piles (low pressure grouting)
- Prestressed tubular piles - Driven metal piles
- Driven cast piles - Driven rammed piles
- Jacked metal piles - Jacked concrete piles
- Type II micropiles - High pressure grouted piles of large diameter.
- (or small diameter piles grouted under high pressure, with diameters < 250 mm)

Nature of soil	q_c (10^5 Pa)	Factors k_c	
		Group I	Group II
Soft clay and mud	< 10	0,4	0,5
Moderately compact clay ×	10 to 50	0,35	0,45
Silt and loose sand	≤ 50	0,40	0,50
Compact to stiff clay and compact silt	> 50	0,45	0,55
Soft chalk	≤ 50	0,20	0,3
Moderately compact sand and gravel	50 to 120	0,4	0,5
Weathered to fragmented chalk	> 50	0,2	0,4
Compact to very compact sand and gravel	120	0,3	0,4

Attrito limite laterale

$$\tau_{\text{lim}} = \frac{q_c}{\alpha}$$

Category I A :

- Plain bored piles - Mud bored piles
- Hollow auger bored - Cast screwed piles
piles
- Type I micropiles - Piers
- Barrettes.

Category I B :

- Cased bored piles - Driven cast piles.
(concrete or metal
shaft)

Category II A :

- Driven precast piles - Prestressed tubular
piles piles
- Jacked concrete piles.

Category II B :

- Driven metal piles - Jacked metal piles.

Category III A :

- Driven grouted piles - Driven rammed piles.

Category III B :

- High pressure grouted piles with diameter
greater than 250 mm - Type II micropiles.

il coefficiente α è tabellato di seguito in funzione del tipo di terreno e della tecnica esecutiva dei pali. Si riportati anche i valori massimi che è possibile assegnare, secondo Bustamante e Ganeselli (1968), all'attrito unitario limite; i valori massimi indicati tra parentesi sono riferiti a quelle situazioni in cui è possibile accertare che l'esecuzione del palo sia stata effettuata a regola d'arte e che la tecnica utilizzata per lo scavo sia tale da fornire il minimo disturbo al terreno.

Nature of soil	q_c (10^5 Pa)	Coefficient α		Maximum value of q_s (10^5 Pa)							
				C a t e g o r y							
		I		II		III		IV		V	
		I A	I B	IIA	IIB	III A	III B	IIIA	IIIB	IIIA	IIIB
Soft clay and mud	<10	30	30	30	30	0,15	0,15	0,15	0,15	0,35	-
Moderately compact clay	10 to 50	40	80	40	80	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	0,35	0,8	$\geq 1,20$
Silt and loose sand	≤ 50	60	150	60	120	0,35	0,35	0,35	0,35	0,8	-
Compact to stiff clay and compact silt	>50	60	120	60	120	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	0,35	0,8	$\geq 2,0$
Soft chalk	≤ 50	100	120	100	120	0,35	0,35	0,35	0,35	0,8	-
Moderately compact sand and gravel	50 to 120	100	200	100	200	(1,2) 0,8	(0,8) 0,35	(1,2) 0,8	0,8	1,20	$\geq 2,0$
Weathered to fragmented chalk	>50	60	80	60	80	(1,5) 1,2	(1,2) 0,8	(1,5) 1,2	1,20	1,5	$\geq 2,0$
Compact to very compact sand and gravel	>120	150	300	150	200	(1,5) 1,2	(1,2) 0,8	(1,5) 1,20	1,20	1,5	$\geq 2,0$

7.5.5 Stima della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali.

Per la stima del valore limite del carico orizzontale della palificata si è proceduto alla stima del carico orizzontale limite della palificata (assunto, poi, come resistenza caratteristica) con il programma di calcolo GROUP. Il valore ultimo è stato ottenuto aumentando il carico orizzontale sino a quando il codice di calcolo automatico ha raggiunto una condizione di *collasso*⁽⁴⁾. Nelle analisi le azioni in baricentro palificata sono stati mantenuti costanti e pari al valore dovuto ai soli pesi propri della struttura. Per mezzo di tale analisi è possibile, anche, valutare il carico limite orizzontale nei singoli pali della palificata.

Il programma di calcolo GROUP, permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante curve p-y. Le curve p-y, che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

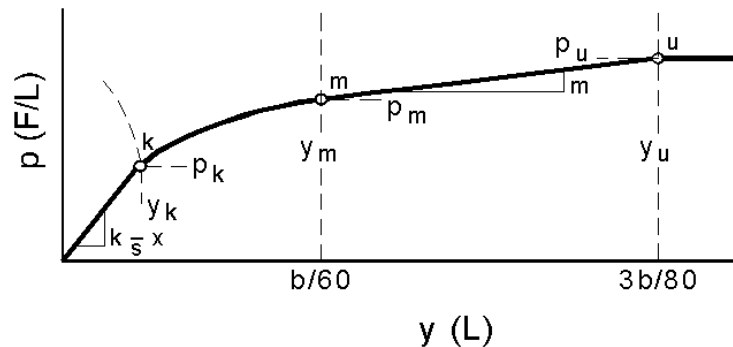
Reese, Cox e Koop (1975)	per sabbie
Welch e Reese (1975)	per argille tenere sotto falda
Reese, Cox e Koop (1975)	per argille dure sotto falda
Reese–Welch (1972)	per argille dure sopra falda

Il programma permette di scegliere tra uno dei modelli sopra esposti.

I metodi di calcolo sono descritti sinteticamente nelle pagine seguenti con riferimento sia a carichi statici sia a carichi ciclici.

⁽⁴⁾ per condizione di collasso si intende la non convergenza del programma di calcolo oppure spostamenti orizzontali indotti alla quota base fondazione non compatibili con la struttura.

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



1- calcolo di $p = \min(p_{u1}; p_{u2})$

$$p_{u1} = \gamma \cdot z \cdot \frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} \cdot A_1 + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D \cdot A_3 + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha \cdot A_3^2) + \gamma \cdot z \cdot [K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) \cdot A_1 - K_a \cdot D]$$

$$p_{u2} = K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

$$A_1 = (4 \cdot A_2^3 - 3 \cdot A_2^2 + 1)$$

$$A_2 = (\tan \beta \cdot \tan \delta) / (\tan \beta \cdot \tan \delta + 1)$$

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

- p_u resistenza laterale unitaria ultima
- y spostamento orizzontale
- γ peso di volume efficace
- z profondità da p.c.
- K_0 coefficiente di spinta a riposo
- ϕ angolo di attrito
- β $45 + \phi/2$
- α $\phi/2$
- D diametro del palo
- K_a $\tan^2(45 + \phi/2)$
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

2- calcolo di $p_u = A_1 \cdot p$

3- calcolo di $p_m = B_1 \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

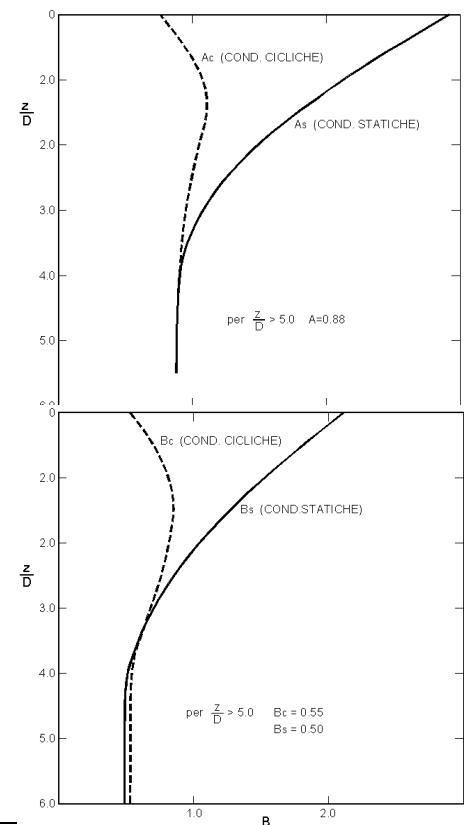
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

$$p = C y^{1/n}$$

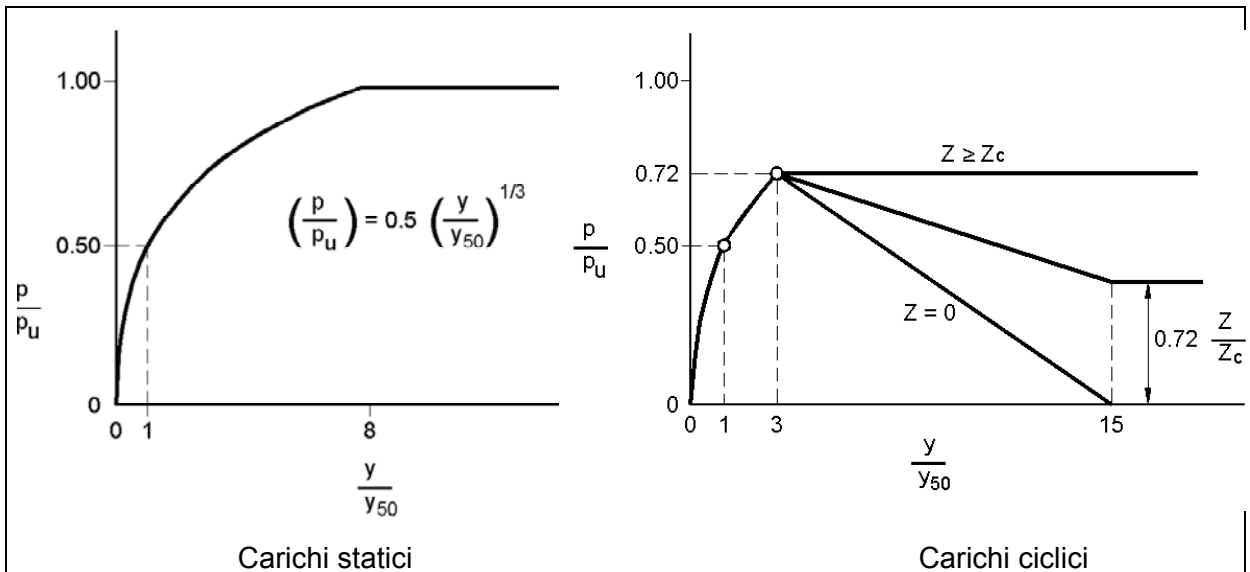
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

$$C = p_m / (y_m)^{1/n}$$



Modello Welch e Reese (1975) per argille tenere sotto falda



per carichi statici

$$p_{u1} = [3 + \sigma'/c_u + (J/D)z] c_u D \alpha$$

$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1 + \tan \delta)$$

$$p_u = \min(p_{u1}; p_{u2})$$

$$p/p_u = 0.5 (y/y_{50})^{1/3}$$

$$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

σ' pressione geostatica verticale efficace alla quota z

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p = 0.5 p_u$

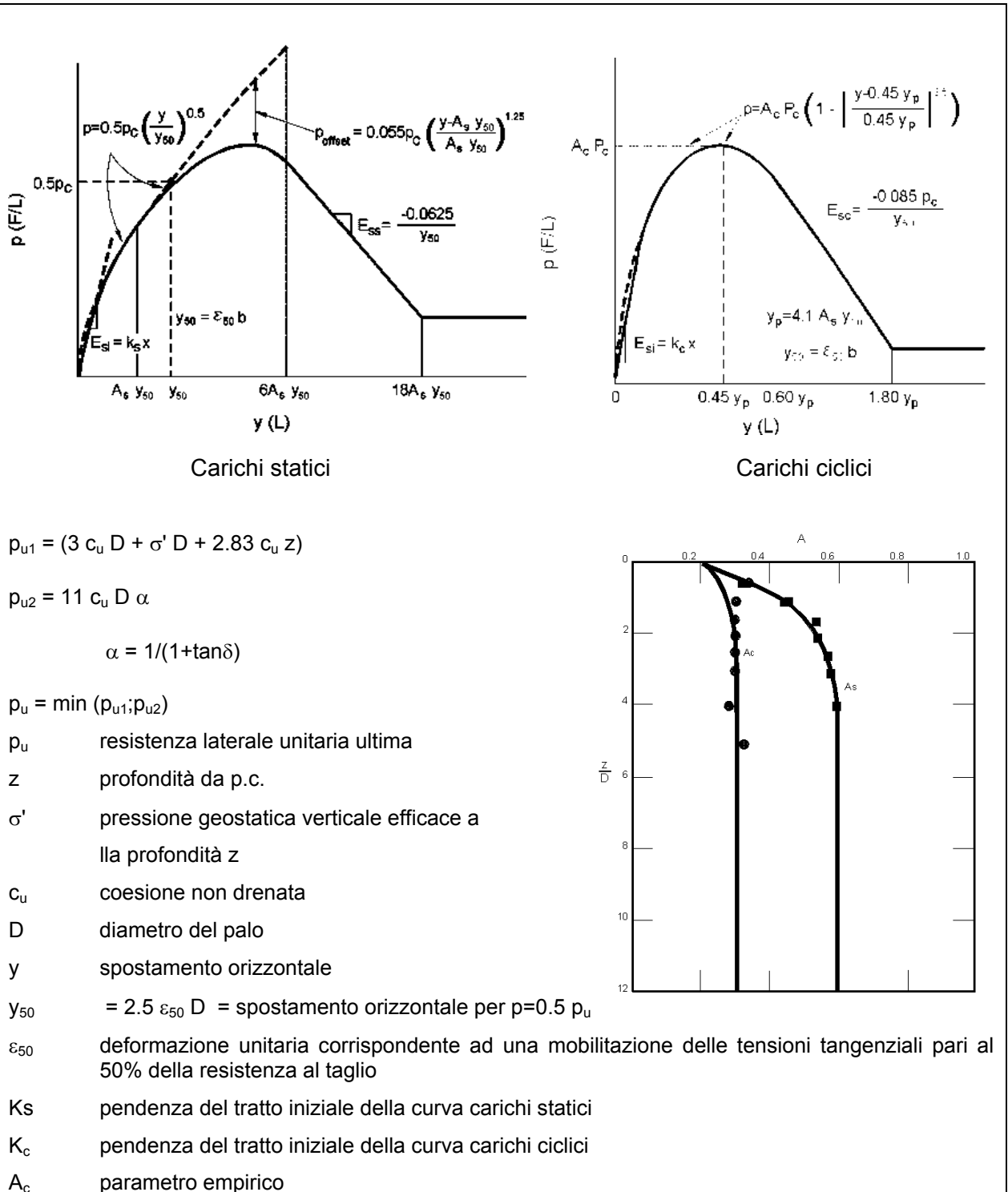
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

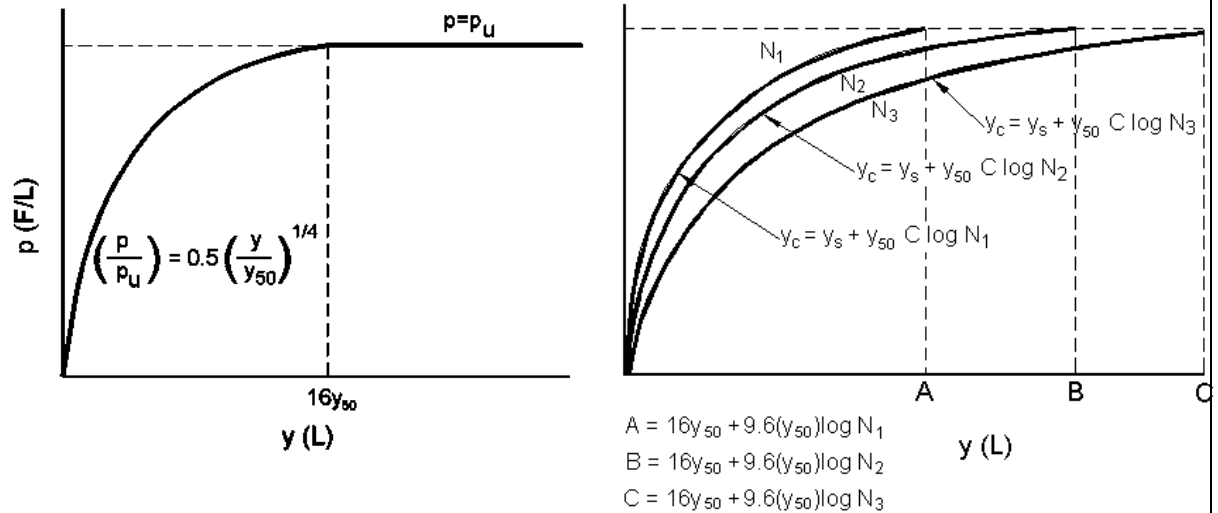
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

γ' = peso di volume efficace

Modello Reese, Cox e Koop (1975) per argille dure sotto falda



Modello Welch-Reese (1972) e Reese-Welch () per argille dure sopra falda



Carichi statici

$$p_{u1} = [3c_u D + \gamma' D z + 2.83c_u z] \alpha$$

$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u (= 2.5 \varepsilon_{50} D)$

ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

8 AZIONI DI CALCOLO E MODELLI ADOTTATI

8.1 APPROCCIO DI VERIFICA

L'approccio utilizzato per le verifiche agli SLU (statica e sismica) è l'approccio 1 (DA1) descritto nei paragrafi precedenti

8.2 AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE

Nelle tabelle seguenti sono riassunti i carichi di progetto agenti nel baricentro della palificata adottati nelle verifiche (nella Figura 8-1 sono indicate le convenzioni di segno). Le analisi sono state svolte per la pila P1 e risultati sono stati estesi anche alla pila P2.

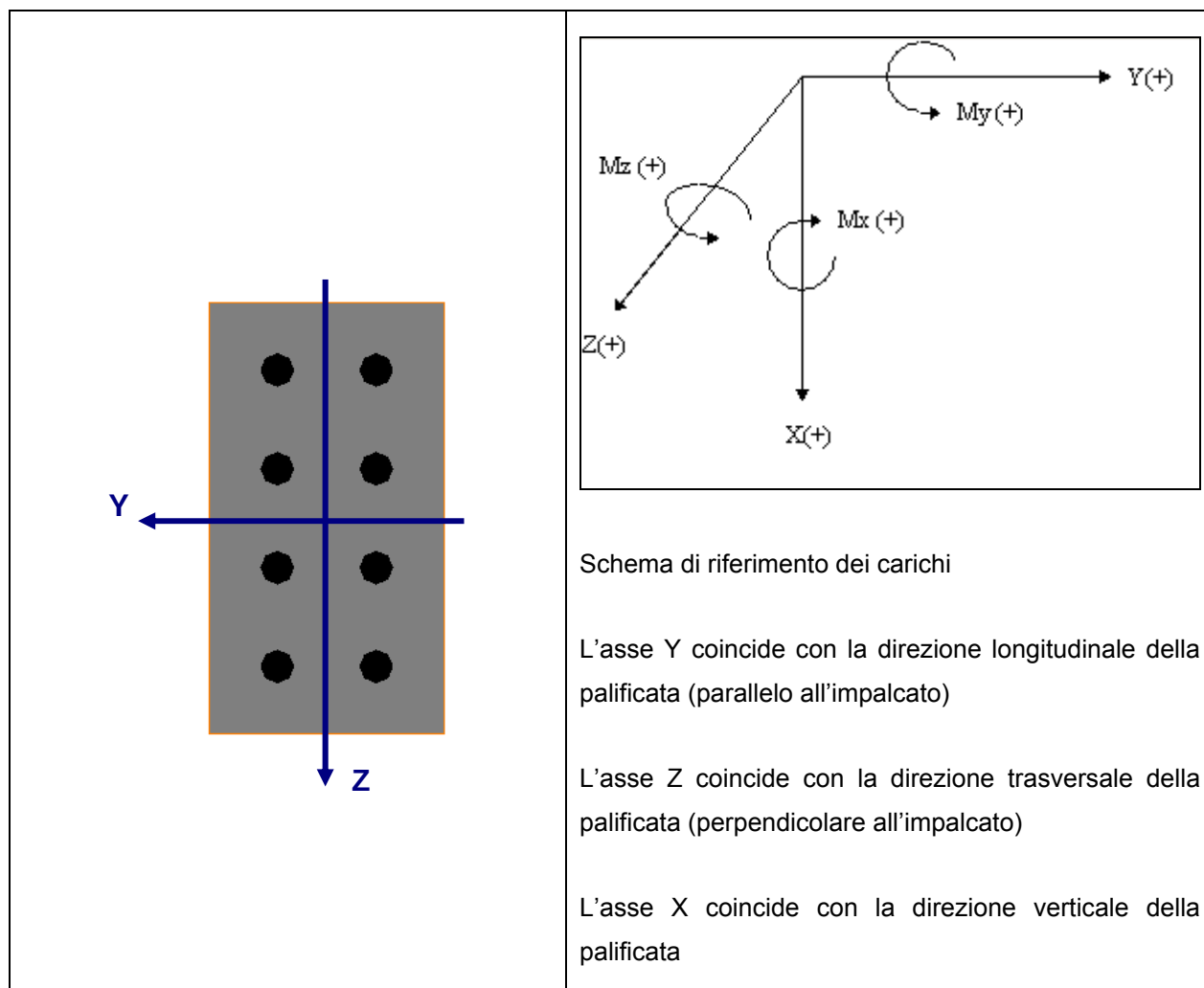
Per l'analisi di dettaglio dei carichi si rimanda alla relazione strutturale dell'opera.

Tabella 8-1 – PILA P1 - Valori di calcolo delle azioni di verifica nel baricentro della fondazione

Combinazione		Fx [KN]	Fy [KN]	Mz [KN m]	Fz [KN]	My [KN m]
A1 STR	max N	13046.23	317.34	-2697.37	-117.26	-1471.18
	min N	22020.92	-317.34	2697.37	117.26	8659.45
	max Mx	17293.52	-317.34	2697.37	117.26	12425.00
	min Mx	20471.62	317.34	-2697.37	-117.26	-12867.30
A2 GEO	max N	13090.50	275.03	-2337.72	-101.63	-1274.02
	min N	18509.02	-275.03	2337.72	101.63	7393.56
	max Mx	16697.32	-275.03	2337.72	101.63	10599.70
	min Mx	17197.82	275.03	-2337.72	-101.63	-10980.40
SLE rara	max N	13104.53	211.56	-1798.25	-78.17	-1002.40
	min N	17398.12	-211.56	1798.25	78.17	6324.02
	max Mx	16306.82	-211.56	1798.25	78.17	9109.87
	min Mx	16207.42	211.56	-1798.25	-78.17	-9440.15
SLE frequente	max N	13251.43	211.56	-1798.25	-78.17	-838.62
	min N	15764.92	-211.56	1798.25	78.17	3671.57
	max Mx	15074.52	-211.56	1798.25	78.17	4968.51
	min Mx	15047.42	211.56	-1798.25	-78.17	-5115.34
sisma	max Mx	13325.12	216.02	1399.97	-399.87	2496.08
	min Mx	13325.12	720.07	4666.55	-119.97	748.84
	max My	13325.12	720.07	4666.55	-119.97	748.84

	min My	13325.12	216.02	1399.97	-399.87	2496.08
--	--------	----------	--------	---------	---------	---------

Figura 8-1 – Convenzioni di segno del programma di calcolo GROUP



8.3 MODELLI DI CALCOLO DELLE VERIFICHE

8.3.6 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) - Azioni Statiche

Con riferimento a quanto riportato precedentemente:

Comb. DA1-1 (A1+M1+R1)

Azioni di progetto $\Rightarrow$ A1

Le azioni nel baricentro della palificata introdotti in GROUP sono riportate nelle tabelle precedenti.

Parametri geotecnici adottati nel modello di calcolo (GROUP) $\Rightarrow$ M1

I parametri caratteristici di resistenza del terreno, sono riportati al par. 6.4.

Per ottenere i parametri di progetto i parametri caratteristici sono stati fattorizzati con i coefficienti parziali pari all'unità:

γ_{ϕ}	=	1.0	γ_c	=	1.0	γ_{cu}	=	1.0
-----------------	---	-----	------------	---	-----	---------------	---	-----

Coefficienti parziali da adottare nelle verifiche di resistenza $\Rightarrow$ R1

I coefficienti di parziali applicati alle resistenze caratteristiche nelle verifiche di carichi assiali e carichi trasversali sono riassunti di seguito:

Resistenza a carichi assiali a compressione e trazione $\Rightarrow$ Pali trivellati

$\gamma_b = 1.0$	$\gamma_s = 1.0$	$\gamma_{st} = 1.0$
------------------	------------------	---------------------

(γ_b resistenza di base a compressione; γ_s resistenza laterale a compressione;

γ_{st} resistenza laterale a trazione)

Resistenza a carichi trasversali:

$$\gamma_T = 1.0$$

DA1-2 (A2+M1+R2)

Azioni di progetto $\Rightarrow$ A2

Le azioni nel baricentro della palificata introdotti in GROUP sono riportate nelle tabelle precedenti.

Parametri geotecnici adottati nel modello $\Rightarrow$ M1

Sono i medesimi di quelli adottati nella verifica SLU DA1-1.

Coefficienti parziali da adottare nelle verifiche di resistenza $\Rightarrow$ R2

I coefficienti di parziali applicati alle resistenze caratteristiche nelle verifiche di carichi assiali e carichi trasversali sono riassunti di seguito:

Resistenze a carichi assiali a compressione e trazione $\Rightarrow$ Pali trivellati

$\gamma_b = 1.7$	$\gamma_s = 1.45$	$\gamma_{st} = 1.6$
------------------	-------------------	---------------------

(γ_b resistenza di base a compressione; γ_s resistenza laterale a compressione;
 γ_{st} resistenza laterale a trazione)

Resistenza a carichi trasversali

$$\gamma_T = 1.6$$

8.3.7 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) - Azioni Sismiche

DA1-1 (A+M1+R1)

Azioni di progetto $\Rightarrow A$

Le azioni nel baricentro della palificata introdotti in GROUP sono riportate nelle tabelle precedenti.

Parametri geotecnici adottati nel modello $\Rightarrow M1$

Sono i medesimi di quelli adottati nella verifica SLU DA1-1.

Coefficienti parziali da adottare nelle verifiche di resistenza $\Rightarrow R1$

Sono i medesimi di quelli adottati nella verifica SLU DA1-1.

DA1-2 (A+M1+R2)**Azioni di progetto $\Rightarrow$ A**

Le azioni nel baricentro della palificata introdotti in GROUP sono riportate nelle tabelle precedenti.

Parametri geotecnici adottati nel modello $\Rightarrow$ M1

Sono i medesimi di quelli adottati nella verifica SLU DA1-1.

Coefficienti parziali da adottare nelle verifiche di resistenza $\Rightarrow$ R2

Sono i medesimi di quelli adottati nella verifica SLU DA1-2.

9 STIMA DELLE RESISTENZE CARATTERISTICHE

9.1 STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI (COMPRESSIONE).

In accordo a quanto descritto al par. 7.3 e par. 7.5.4 di seguito è condotta la stima del profilo di resistenza dei pali ai carichi verticali (compressione) in funzione della profondità.

In base a quanto riportato nel cap. 6, dall'interpretazione dei risultati delle indagini geognostiche in sito e di quelle delle prove di laboratorio è possibile individuare un profilo di resistenza in condizioni drenate minimo e medio in funzione della profondità. I risultati dell'interpretazione ed i profili considerati sono indicati nelle figure successive.

Si precisa che la stima dell'angolo di attrito è stata effettuata da prove SPT in accordo alle correlazioni tra densità relativa ed angolo di attrito proposte per terreni sabbiosi da Skempton (1986) e Bolton (1986) utilizzando un foglio di calcolo excel; la resistenza al taglio non drenata c_u è stata invece stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974).

Utilizzando le formulazioni indicate al par. 7.5.4 è possibile ottenere i profili di resistenza di calcolo minimo e medio. La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 7.3 adottando i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi alle 3 verticali di indagini a disposizione (vedi Tabella 7-7).

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R .

Figura 9-1 – Angolo di attrito ottenuto dall'interpretazione di prove in sito

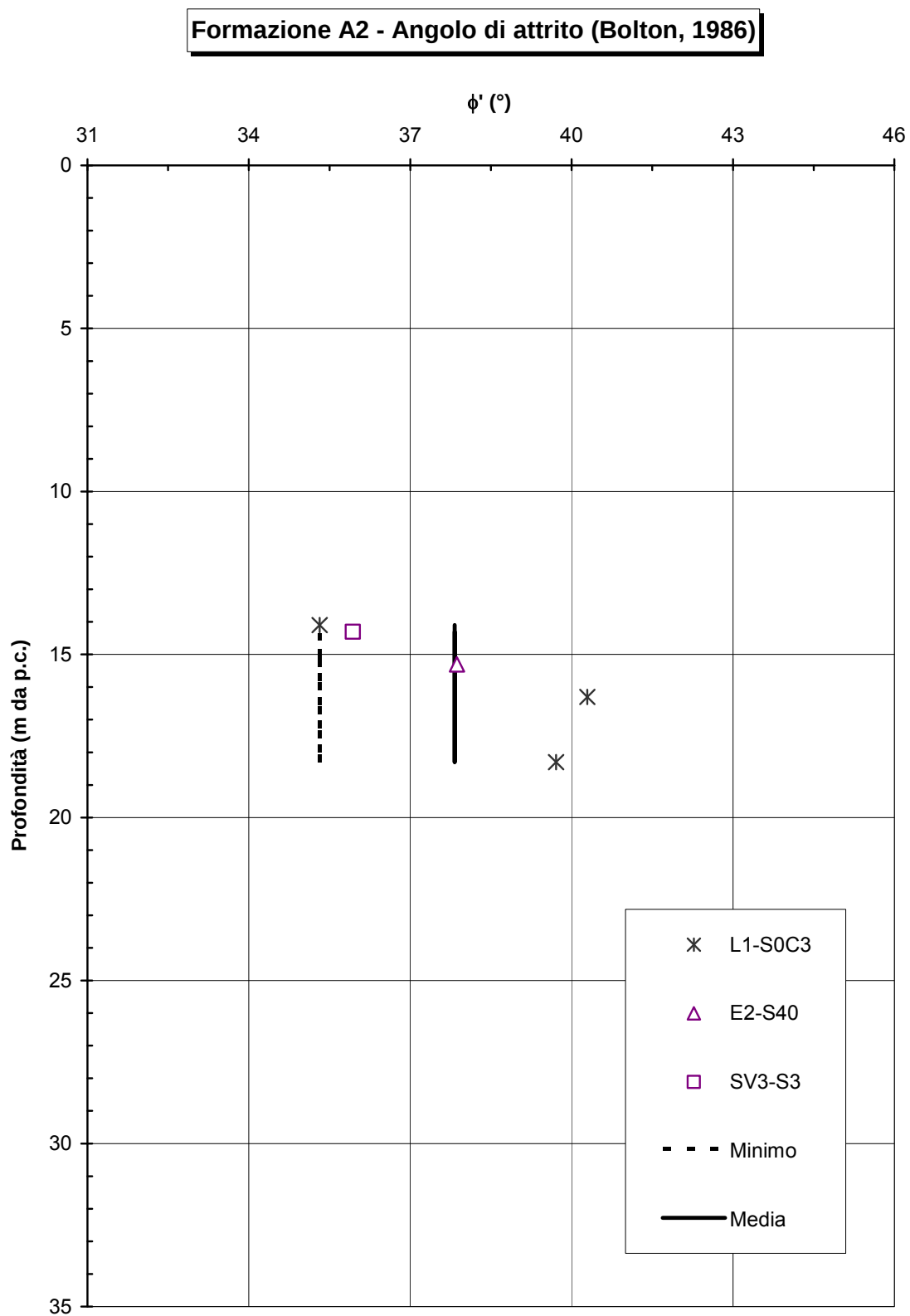
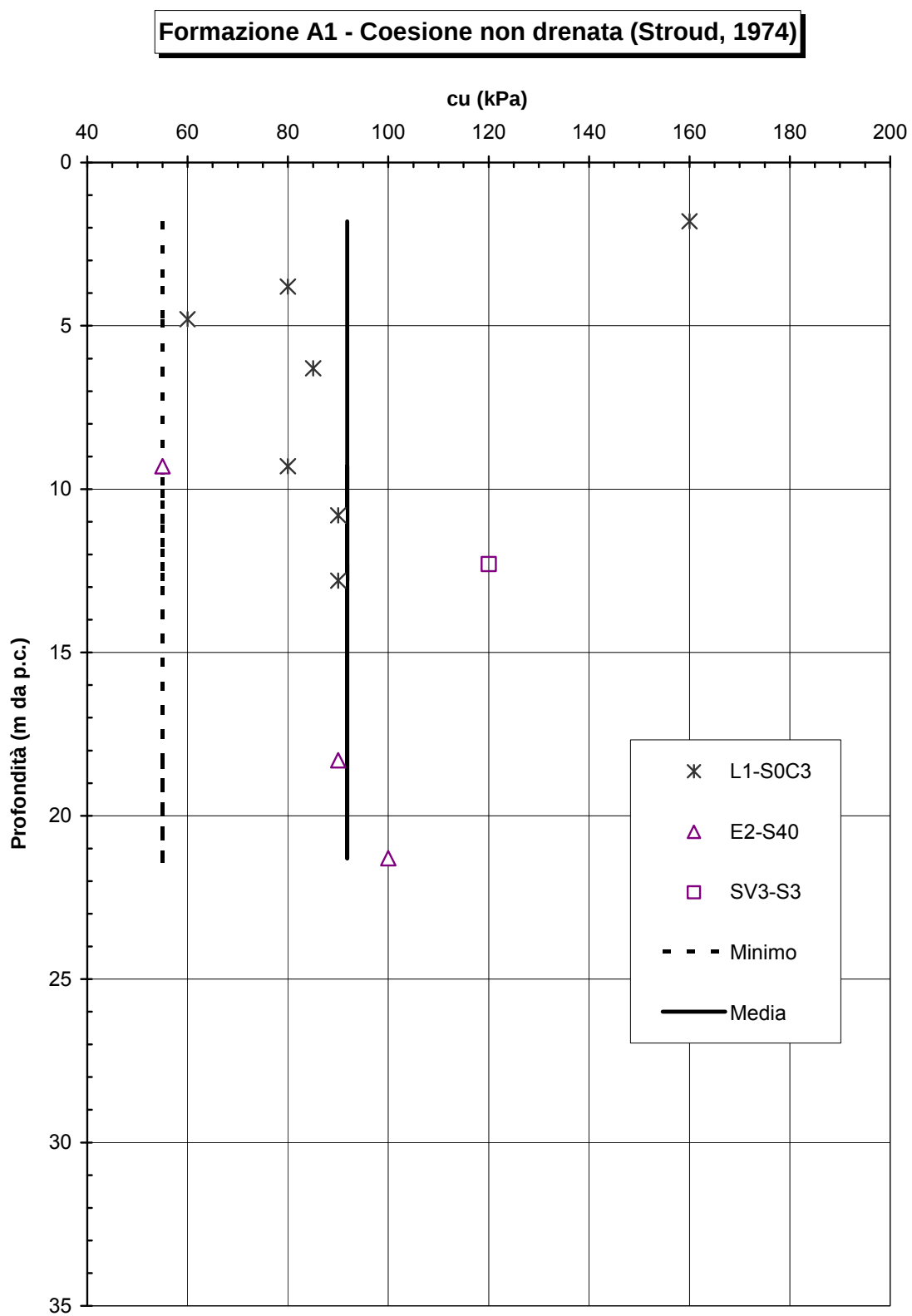


Figura 9-2 – Coesione non drenata ottenuta dall'interpretazione di prove in sito



10 RISULTATI SPALLE

L'andamento delle sollecitazioni sui pali delle spalle è stato studiato congiuntamente all'impalcato, essendoci un vincolo di incastro tra spalla e impalcato. Si rimanda quindi alla relazione strutturale relativa.

Si riportano ai fini delle verifiche geotecniche i massimi carichi assiali sui singoli pali nelle varie combinazioni analizzate.

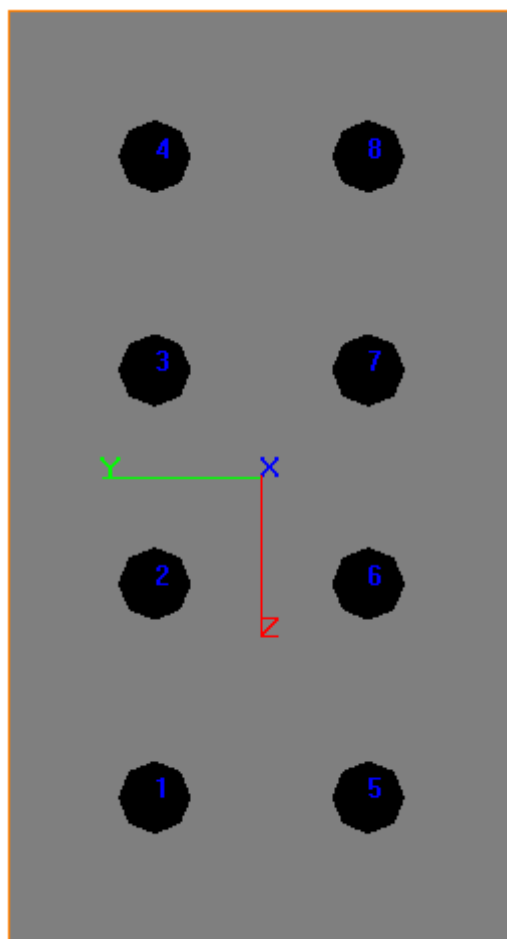
Tabella 10-1 – Riassunto delle massime sollecitazioni nei pali della spalla .

Verifica	Approccio	Comb.	N _{max} [kN]
SLU	DA1-1	(A1+M1)	1100
	DA1-2	(A2+M1)	1000

11 RISULTATI PILE

È stato analizzata la palificata riportata nello schema di Figura 11-1.

Figura 11-1 – Pila P1 – Numerazione dei pali



11.1 RISULTATI ANALISI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) - AZIONI STATICHE

Con riferimento alle combinazioni riportate nel par. 8.3.6 e allo schema sopra riportato si riassumono di seguito i risultati ottenuti.

Approccio DA1-1 e DA1-2

Azioni assiali nei pali (positivo se compressi):

	(A1+M1)			
Palo	A1-max N	A1-min N	A1-max Mx	A1-min Mx
1	1770	2910	2470	2240
2	1820	2660	2120	2590
3	1860	2420	1780	2940
4	1910	2180	1440	3300
5	1350	3320	2880	1820
6	1400	3080	2540	2170
7	1450	2840	2200	2530
8	1490	2600	1860	2880

	(A2+M1)			
Palo	A2-max N	A2-min N	A2-max Mx	A2-min Mx
1	1760	2440	2340	1880
2	1800	2240	2050	2180
3	1840	2030	1760	2480
4	1880	1820	1470	2780
5	1390	2800	2710	1520
6	1440	2600	2410	1820
7	1480	2390	2120	2120
8	1520	2190	1830	2420

L'andamento del taglio e del momento lungo il fusto dei pali è relativo alla condizione più gravosa tra le combinazioni A1+M1 analizzate

Figura 11-2 – Pila P1 – Momento flettente - statica

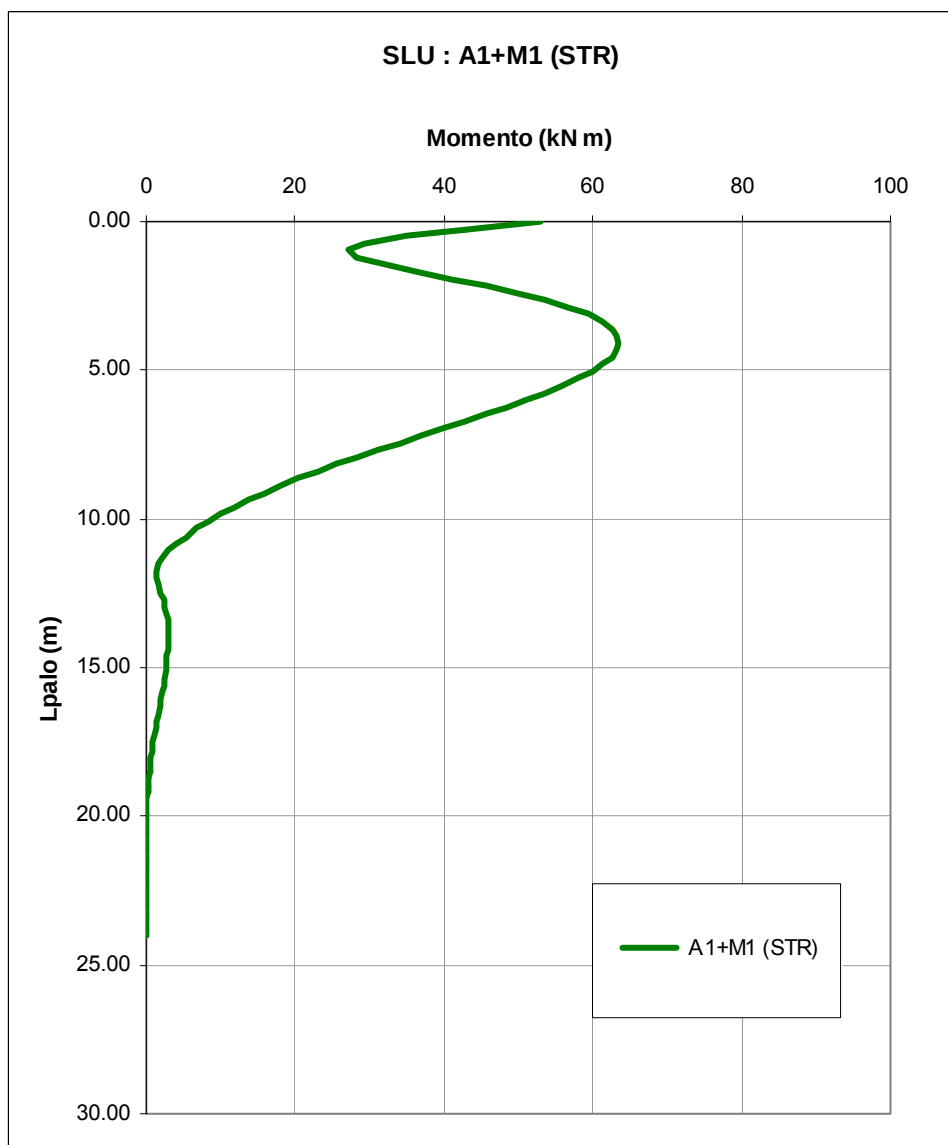
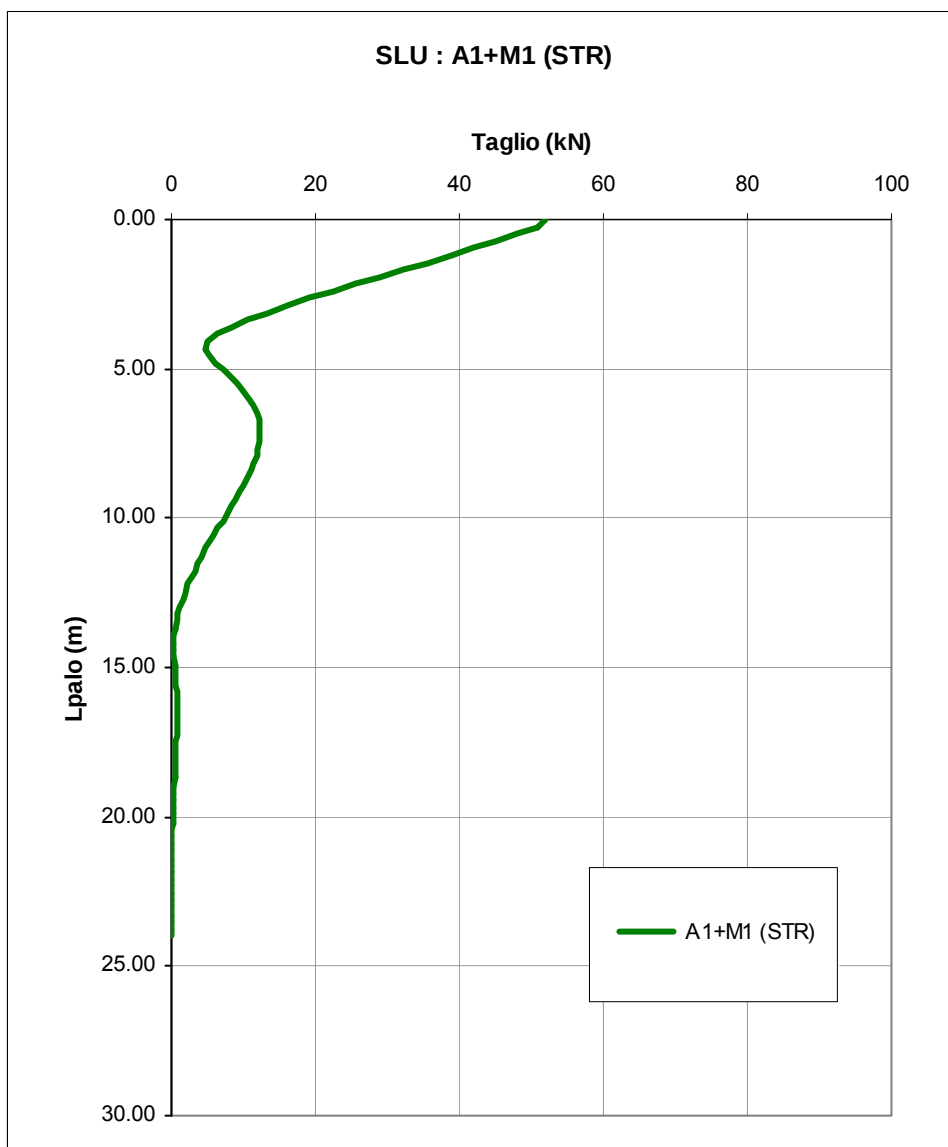


Figura 11-3 – Pila P1 – Taglio - statica



11.2 RISULTATI ANALISI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) - AZIONI SISMICHE

Approccio DA1-1 e DA1-2

Azioni assiali nei pali (positive se compressi):

	SISMA			
Palo	sis-max Mx	sis-min Mx	sis-max My	sis-min My
1	1670	1510	1510	1670
2	1630	1500	1500	1630
3	1590	1480	1480	1590
4	1550	1470	1470	1550
5	1780	1860	1860	1780
6	1740	1850	1850	1740
7	1700	1840	1840	1700
8	1660	1820	1820	1660

Gli andamenti del taglio e del momento lungo il fusto dei pali è relativo alla condizione più gravosa tra le combinazioni A+M1 analizzate

Figura 11-4 – Pila P1 – Momento flettente - sismica

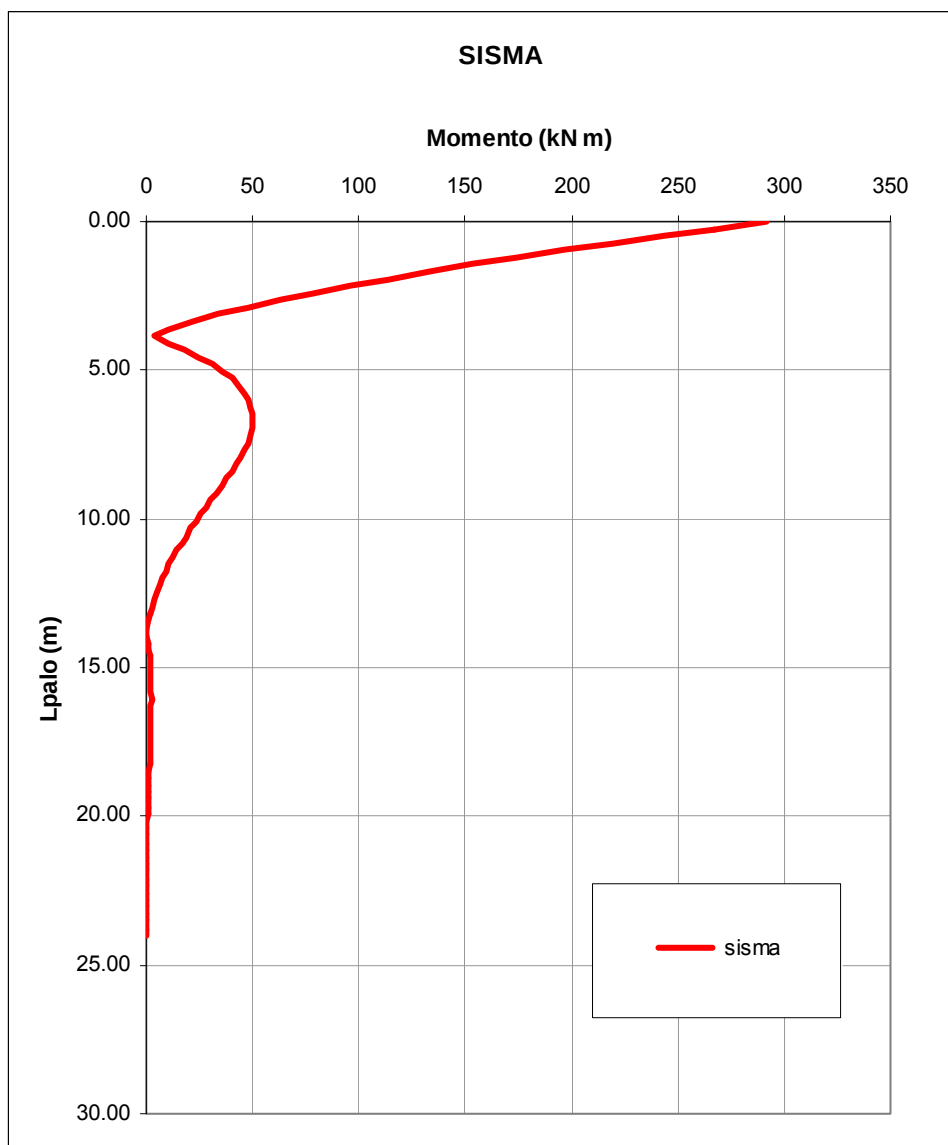
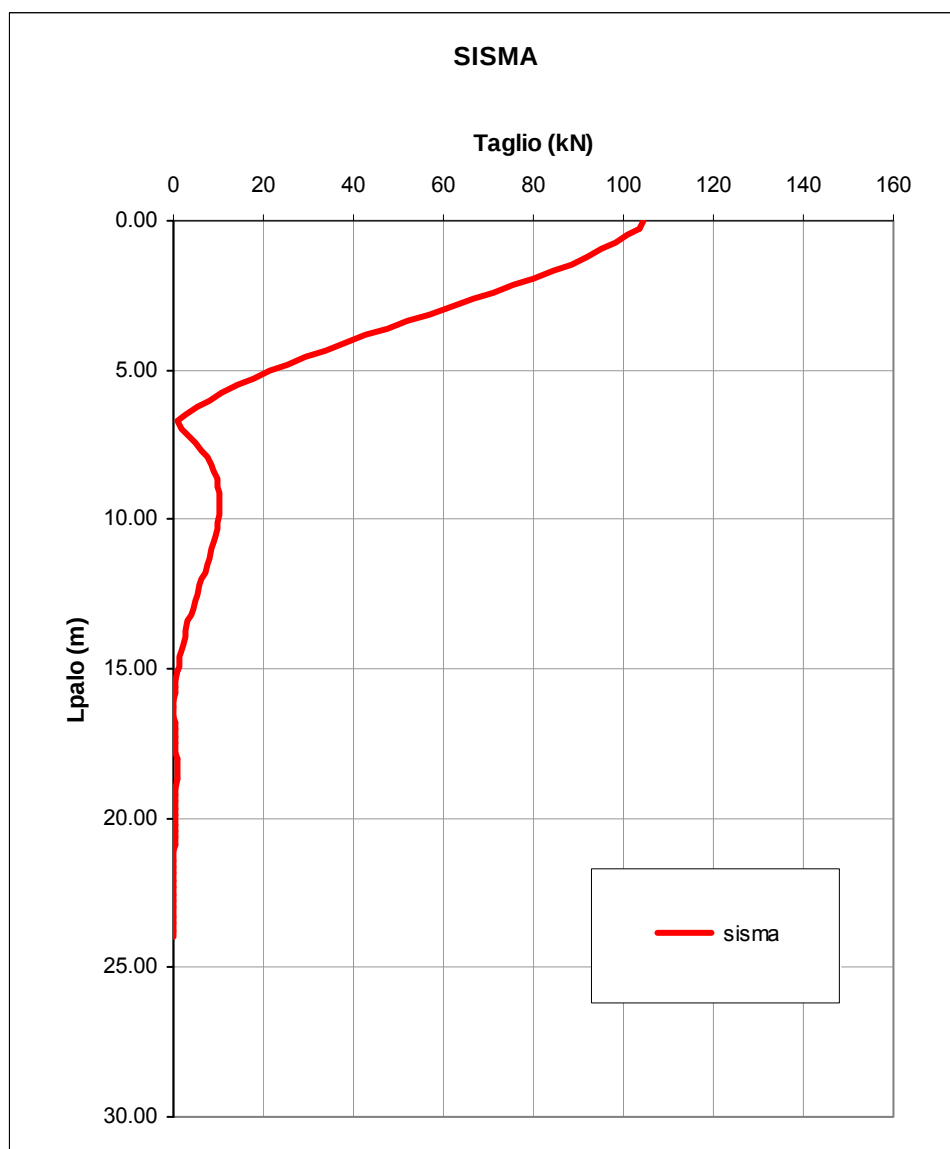


Figura 11-5 – Pila P1 – Taglio - sismica



11.3 RISULTATI ANALISI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Azioni assiali nei pali (positive se compressi):

	SLE rara			
Palo	SLE r-max N	SLE r-min N	SLE r-max Mx	SLE r-min Mx
1	1730	2300	2280	1780
2	1760	2120	2020	2040
3	1790	1950	1770	2290
4	1830	1770	1520	2550
5	1450	2580	2550	1500
6	1480	2400	2300	1760
7	1520	2230	2050	2020
8	1550	2050	1800	2280

	SLE frequente			
Palo	SLE fr-max N	SLE fr-min N	SLE fr-max Mx	SLE fr-min Mx
1	1750	1990	1950	1810
2	1780	1880	1810	1950
3	1810	1780	1680	2090
4	1840	1680	1540	2230
5	1480	2270	2230	1530
6	1500	2160	2090	1670
7	1530	2060	1950	1810
8	1560	1950	1810	1960

Spostamenti e rotazioni in centro palificata

	Cedimento Verticale δ_x (cm)	Spostamento longitudinale δ_y (cm)	Spostamento trasversale δ_z (cm)
SLE rara	0.13E-02	0.30E-03	-0.19E-03
SLE frequente	0.12E-02	0.30E-03	-0.13E-03
	Rotaz. Asse verticale θ_x (rad)	Rotaz. Asse trasversale θ_y (rad)	Rotaz. Asse longitudinale θ_z (rad)
SLE rara	0.11E-05	-0.52E-04	-0.56E-04
SLE frequente	0.91E-06	-0.29E-04	-0.56E-04

Gli spostamenti e le rotazioni sono compatibili con le prestazioni della struttura.

L'andamento del momento lungo il fusto dei pali è relativo alla condizione più gravosa tra le combinazioni analizzate

Figura 11-6 – Pila P1 – Momento flettente – SLE rara

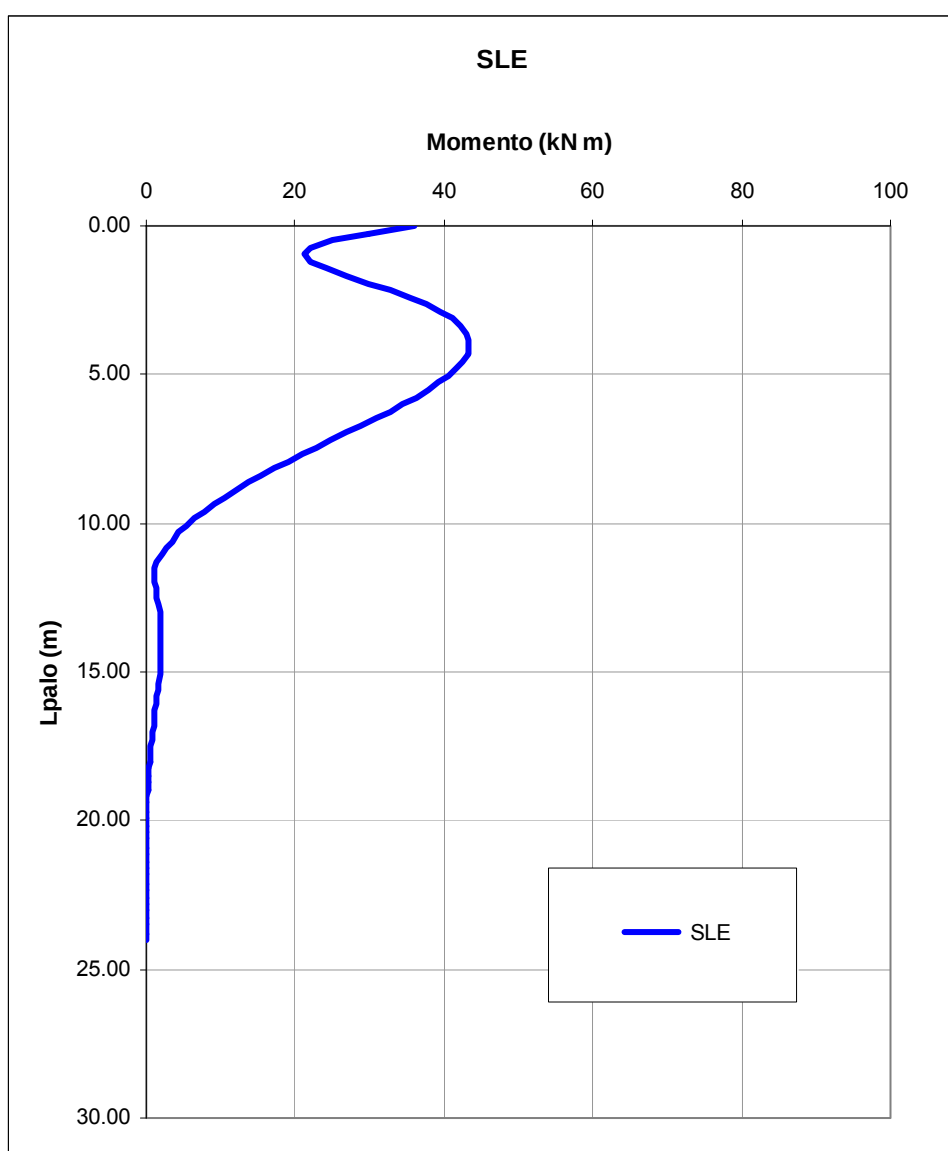
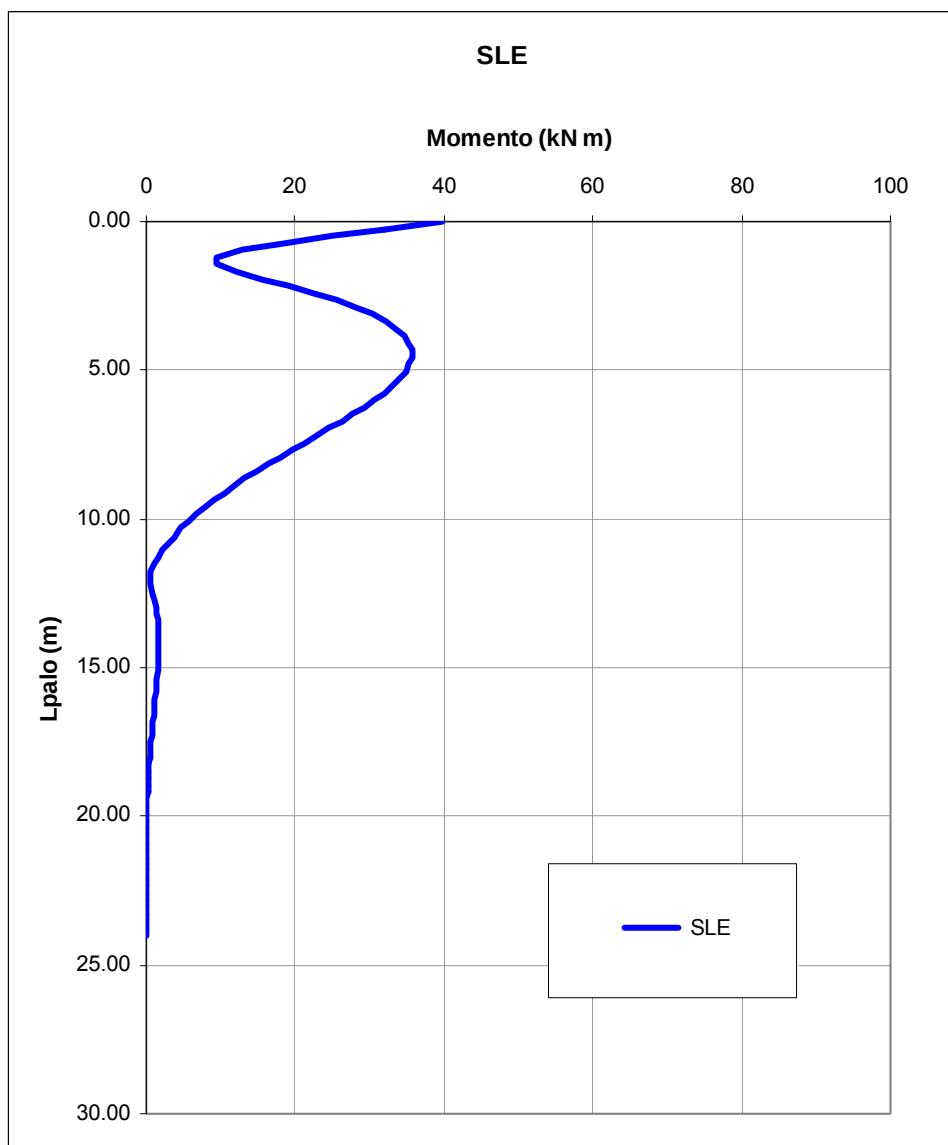


Figura 11-7 – Pila P1 – Momento flettente – SLE frequente



11.4 RIASSUNTO DEI RISULTATI OTTENUTI

Nella Tabella 11-1 sono riassunti le massime sollecitazioni nei pali della pila P1 per le differenti verifiche:

Tabella 11-1 – Riassunto delle massime sollecitazioni nei pali della pila P1 .

Verifica	Approccio	Comb.	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	M _{max} [kNm]	T _{max} [kN]
SLE	-	SLE rara	2580	1450	43.40	34.70
	-	SLE frequente	2270	1480	39.86	34.38
SLU	DA1-1	A1+M1	3320	1350	63.46	51.94
	DA1-2	A2+M1	2800	1390	54.75	45.02
SIS	DA1-1	A+M1 A+M2	1860	1470	291.87	104.38

12 VERIFICHE GEOTECNICHE

12.1 VERIFICHE AI CARICHI ASSIALI (SLU E SIS)

Con riferimento ai risultati precedentemente riportati e al profilo di resistenza di progetto, ottenuto fattorizzando la resistenza caratteristica (stimata al par. 9.1) con i seguenti coefficienti per pali trivellati:

SLU E SIS Approccio DA1

combinazione DA1-1: A1+M1+R1 $\gamma_{R,lat\ comp} = 1$ $\gamma_{R,base\ comp} = 1$ $\gamma_{R,lat\ traz} = 1$

combinazione DA1-2: A2+M1+R2 $\gamma_{R,lat\ comp} = 1.45$ $\gamma_{R,base\ comp} = 1.7$ $\gamma_{R,lat\ traz} = 1.6$

avremo:

	Verifica	Approccio	Comb.	E_d [kN]	R_d [kN]
SPALLE $L_{pali} = 22.0$ m	SLU	DA1-1	A1+M1+R1	1234.5	2462.2
				-	-
		DA1-2	A2+M1+R2	1103.5	1589.0
				-	-
PILE $L_{pali} = 24.0$ m	SLU	DA1-1	A1+M1+R1	3514.1	5179.4
				-	-
		DA1-2	A2+M1+R2	2949.3	3358.0
				-	-
	SIS	DA1-2	A+M1+R2	2009.3	3358.0
				-	-

(E_d) Massima Azione assiale di compressione

(R_d) Resistenza a compressione corrispondente alla lunghezza di progetto del palo

Per le spalle, cautelativamente, si è trascurato il contributo alla portata laterale dei pali immorsati nel rilevato della rampa.