



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

PROGETTO DEFINITIVO


OPERE D'ARTE MINORI

PARTE GENERALE

**MURI PREFABBRICATI SU FONDAZIONE PROFONDA
RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO**

<p>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155 RESPONSABILE UFFICIO APE</p>	<p>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Sara Frisiani Ord. Ingg. Genova N. 9810A CAPO COMMESSA</p>	<p>IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE</p>
--	--	---

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
—	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.			
—	1	1001302	STPAPE	0301	—	—	—			

 ingegneria europea	<p>RESPONSABILE PROGETTO GENOVA Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496</p>	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UNITA' STP	Ing. Andrea Tanzi O.l. Parma N.1154

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  <p>R.U.P. – Ing. Andrea Frediani</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	---	---

SPEA Ingegneria Europea

**COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA**

**MURI PREFEBBRICATI SU FONDAZIONE PROFONDA
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI**

INDICE

1.	INTRODUZIONE	6
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
2.2	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	7
2.3	BIBLIOGRAFIA	8
2.4	SOFTWARE DI CALCOLO	9
3.	MATERIALI	10
4.	DESCRIZIONE DELLE OPERE E IPOTESI DI CALCOLO	11
4.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEFINIZIONE DELLE SEZIONI-TIPO CONSIDERATE	11
5.	CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	24
5.1	VERIFICHE DI SICUREZZA STATICHE.....	28
5.1.1	<i>Stati limite ultimi (SLU)</i>	28
5.1.2	<i>Stati limite di esercizio (SLE)</i>	30
5.2	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO.....	31
5.2.1	<i>Stati limite di riferimento</i>	31
5.2.2	<i>Stati limite ultimi (SLU)</i>	34
5.2.3	<i>Stati limite di esercizio (SLE)</i>	35
6.	CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEI MICROPALI.....	37
7.	CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA PORTATA DEI PALI	41
8.	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	46
8.1	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO.....	46

8.2	VITA UTILE DELL'OPERA E PERIODO DI RIFERIMENTO	47
8.3	PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA T_R	47
8.4	PARAMETRI RELATIVI AL SITO DI RIFERIMENTO RIGIDO ORIZZONTALE	48
8.5	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO	50
8.6	ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SITO	50
8.7	COMPONENTI DELL'ACCELERAZIONE EQUIVALENTE	52
8.8	CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI PER LA VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	52
8.9	CALCOLO DEI COEFFICIENTI SISMICI PER LA VERIFICA DI STABILITÀ DELL'OPERA	54
8.10	CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI SPINTA IN CONDIZIONI SISMICHE	56
9.	CRITERI DI DETERMINAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO	57
10.	MURI SU MICROPALI MS10 - MS13 - MS18	62
10.1	GENERALITÀ	62
10.2	MURO H PARAMENTO 8.0 M.	63
10.2.1	<i>Dati di input</i>	63
10.2.2	<i>Azioni di progetto</i>	65
10.2.3	<i>Risultati ottenuti</i>	66
10.3	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	70
10.3.1	<i>Micropali di fondazione - dimensionamento del tubo di armatura</i>	70
10.3.2	<i>Micropali di fondazione - analisi di capacità portante</i>	70
10.4	MURO H PARAMENTO 7.0 M.	72
10.4.1	<i>Dati di input</i>	72
10.4.2	<i>Azioni di progetto</i>	74

10.4.3	<i>Risultati ottenuti</i>	75
10.5	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	78
10.5.1	<i>Micropali di fondazione - dimensionamento del tubo di armatura</i>	78
10.5.2	<i>Micropali di fondazione - analisi di capacità portante</i>	78
10.6	MURO H PARAMENTO 5.0 M	80
10.6.1	<i>Dati di input</i>	80
10.6.2	<i>Azioni di progetto</i>	82
10.6.3	<i>Risultati ottenuti</i>	83
10.7	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	86
10.7.1	<i>Micropali di fondazione - dimensionamento del tubo di armatura</i>	86
10.7.2	<i>Micropali di fondazione - analisi di capacità portante</i>	86
10.8	MURO H PARAMENTO 4.0 M	88
10.8.1	<i>Dati di input</i>	88
10.8.2	<i>Azioni di progetto</i>	90
10.8.3	<i>Risultati ottenuti</i>	91
10.9	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	93
10.9.1	<i>Micropali di fondazione - dimensionamento del tubo di armatura</i>	93
10.9.2	<i>Micropali di fondazione - analisi di capacità portante</i>	94
11.	MURO SU PALI MS05	96
11.1	DATI DI INPUT	96
11.2	AZIONI DI PROGETTO	98
11.3	RISULTATI OTTENUTI	99

11.4	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	103
11.4.1	<i>Dimensionamento strutturale</i>	103
11.4.2	<i>Analisi di capacità portante</i>	113
12.	OPERE PROVVISORIALI.....	115
13.	RACCOMANDAZIONI PER LE FASI ESECUTIVE	116

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente Relazione è il dimensionamento tipologico dei muri di sostegno prefabbricati su fondazione profonda, previsti nell'ambito della progettazione definitiva del nuovo Collegamento tra la Valfontanabuona e l'Autostrada A12.

Tali muri sono a sostegno del rilevato di nuova costruzione.

In dettaglio i muri interessati dalle soluzioni la cui verifica è oggetto della presente Relazione sono i seguenti:

- Ms05
- Ms10
- Ms13
- Ms18

In particolare i muri Ms10, Ms13 e Ms18 hanno la fondazione su micropali, mentre il muro Ms05 ha la fondazione su pali.

Il pannello di questi muri è previsto prefabbricato di tipo *PAVER* (o equivalente).

Per i particolari grafici si fa rimando alle Tavole di progetto dei singoli muri.

Il presente documento riporta in dettaglio le verifiche geotecniche di queste opere, condotte ai sensi della Normativa vigente (Doc. Rif.[1] e [2]).

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] CNR-DT 203/2006 "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di Strutture di calcestruzzo armato con barre di materiale composito fibrorinforzato".

2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

Elaborati geotecnici

- [1] Relazione Geotecnica – APE 001
- [2] Planimetria e Profilo Geotecnico Asse Principale - Tavola 1 di 3 – APE 002
- [3] Planimetria e Profilo Geotecnico Asse Principale - Tavola 2 di 3 – APE 003
- [4] Planimetria e Profilo Geotecnico Asse Principale - Tavola 3 di 3 – APE 004
- [5] Planimetria e Profilo Geotecnico Rampa Ovest - Tavola 1 di 2 - APE 005
- [6] Planimetria e Profilo Geotecnico Rampa Ovest - Tavola 2 di 2 - APE 006
- [7] Planimetria e Profilo Geotecnico Rampa A – APE 007
- [8] Planimetria e Profilo Geotecnico S.P.22 - Tavola 1 di 2 – APE 008
- [9] Planimetria e Profilo Geotecnico S.P.22 - Tavola 2 di 2 – APE 009
- [10] Rilevati e Trincee - Particolari e Prescrizioni Costruttive - APE 010

Elaborati geologici

- [11] Relazione Geologica - GEO 001

- [12] Carta Geologica - Tavola 1 di 2 - GEO 002
- [13] Carta Geologica - Tavola 2 di 2 - GEO 003
- [14] Carta Geomorfologica - Tavola 1 di 2 - GEO 004
- [15] Carta Geomorfologica - Tavola 2 di 2 - GEO 005
- [16] Carta dei Vincoli - Tavola 1 di 2 - GEO 006
- [17] Carta dei Vincoli - Tavola 2 di 2 - GEO 007
- [18] Planimetria di Ubicazione delle Indagini Geognostiche - Tavola 1 di 2 - GEO 008
- [19] Planimetria di Ubicazione delle Indagini Geognostiche - Tavola 2 di 2 - GEO 009
- [20] Profilo Geologico - GEO 010
- [21] Carta dei Complessi Idrogeologici - Tavola 1 di 2 - GEO 0011
- [22] Carta dei Complessi Idrogeologici - Tavola 2 di 2 - GEO 0012
- [23] Profilo Idrogeologico - GEO 013

Tavole di progetto

- [24] Tavole di Progetto Muro su Micropali MS10
- [25] Tavole di Progetto Muro su Micropali MS13
- [26] Tavole di Progetto Muro su Micropali MS18
- [27] Tavole di Progetto Muro su Pali MS05

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [28] Bustamante M. et Doix B., "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés", Bulletin liaison LCPC, Nov. - Dec. 1985.
- [29] Caquot A., Kerisel J. [1948] "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" Gautiers-Villars, Paris.
- [30] Lancellotta R. (2007), "Lower Bound approach for seismic passive earth resistance", Geotechnique, Technical Note, 57, 1-3.

- [31] Mueller-Breslau (1906), "Erddruck anf Stuetzmanern" Kroener.
- [32] Mononobe N. (1929) "Earthquake-proof construction of masonry dams", Proc. of World Engineering Conference, vol.9, p.275.
- [33] NAVFAC (1982), "Foundations and earth Structures. Design manual 7.2". Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
- [34] Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. *Proceedings*, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. 103-147.
- [35] Taylor, D.W. (1948). Fundamental of soil mechanics. John Wiley, New York

2.4 SOFTWARE DI CALCOLO

- [36] GROUP 6.0 - Ensoft
- [37] SLOPE\W – GeoSlope (www.geo-slope.com)
- [38] Ministero LLPP - Foglio elettronico "Spettri-NTC ver. 1.0.3.xls"
(<http://www.cslp.it>)
- [39] RC-SEC - Geostru

3. MATERIALI

I materiali che costituiscono le opere di sostegno sono i seguenti:

Calcestruzzo per cordoli e pali:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2
- Eventuali additivi secondo NTA

Malta e/o miscela cementizia per micropali:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2
- Eventuali additivi secondo NTA

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate tipo B450C
fyk > 450 Mpa
ftk > 540 Mpa
copriferro: 40 mm

Acciaio in profili a sezione cava (per micropali):

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J2+N - per spessori nominali $t \leq 40$ mm
- Tipo EN 10025-2 S355 K2+N - per spessori nominali $t > 40$ mm

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

4. DESCRIZIONE DELLE OPERE E IPOTESI DI CALCOLO

4.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEFINIZIONE DELLE SEZIONI-TIPO CONSIDERATE

Nelle Figure seguenti sono riportate le caratteristiche delle sezioni esaminate,

E' previsto l'utilizzo di pannelli prefabbricati modulari di tipo "T", di larghezza 2.50 m, caratterizzati dalla presenza di due nervature di irrigidimento a tergo del paramento verticale.

La nervatura di irrigidimento di spessore 18 cm presentano un primo tratto a sezione costante di altezza $h=350$ cm ed un secondo ad altezza variabile secondo un'inclinazione del 20% sulla verticale.

Le due nervature sono collegate fra loro da una soletta di spessore costante $s=10$ cm.

I bordi presentano un giunto maschio-femmina in modo da trattenere i materiali e da permettere il montaggio degli elementi anche seguendo una curva, sia concava che convessa.

Alla base del muro le nervature presentano ciascuna un'apertura trasversale per il passaggio delle armature della trave di collegamento che si realizza fra i pannelli; l'altezza dell'apertura viene determinata in base all'altezza della suola di stabilizzazione, assicurando un adeguato ricoprimento dell'armatura superiore della trave (cfr. la Figura seguente).

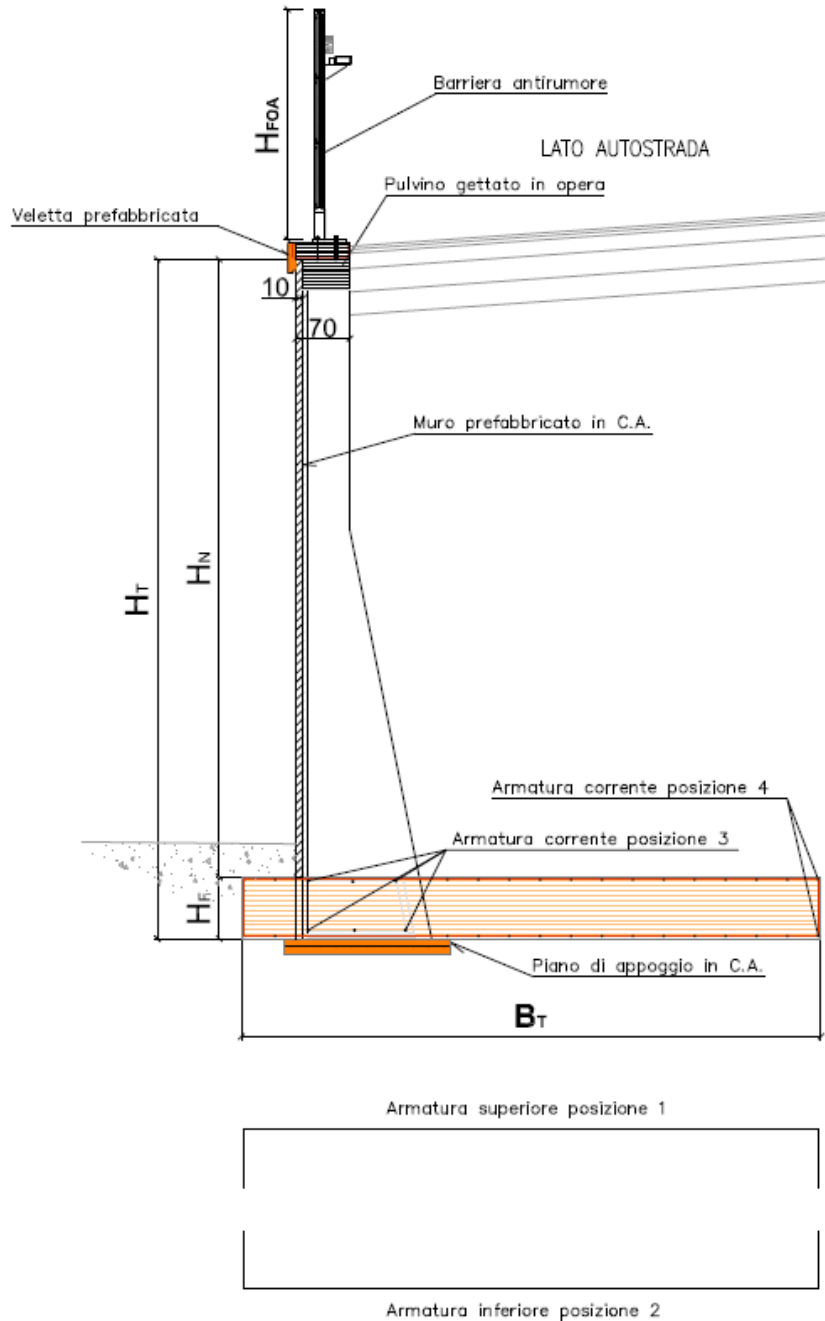


Figura 1: Sezione tipo muro prefabbricato, con schema armatura della fondazione

L'elemento a "T" viene considerato, nelle applicazioni alle strutture oggetto della presente relazione, come un elemento strutturale di contenimento rinforzato in sommità con una trave solidale alla struttura di sostegno della terra, in grado di permettere la posa di barriere foniche semplici / integrate e di barriere anti-svlio, come si vede nel particolare riportato nella Figura seguente:

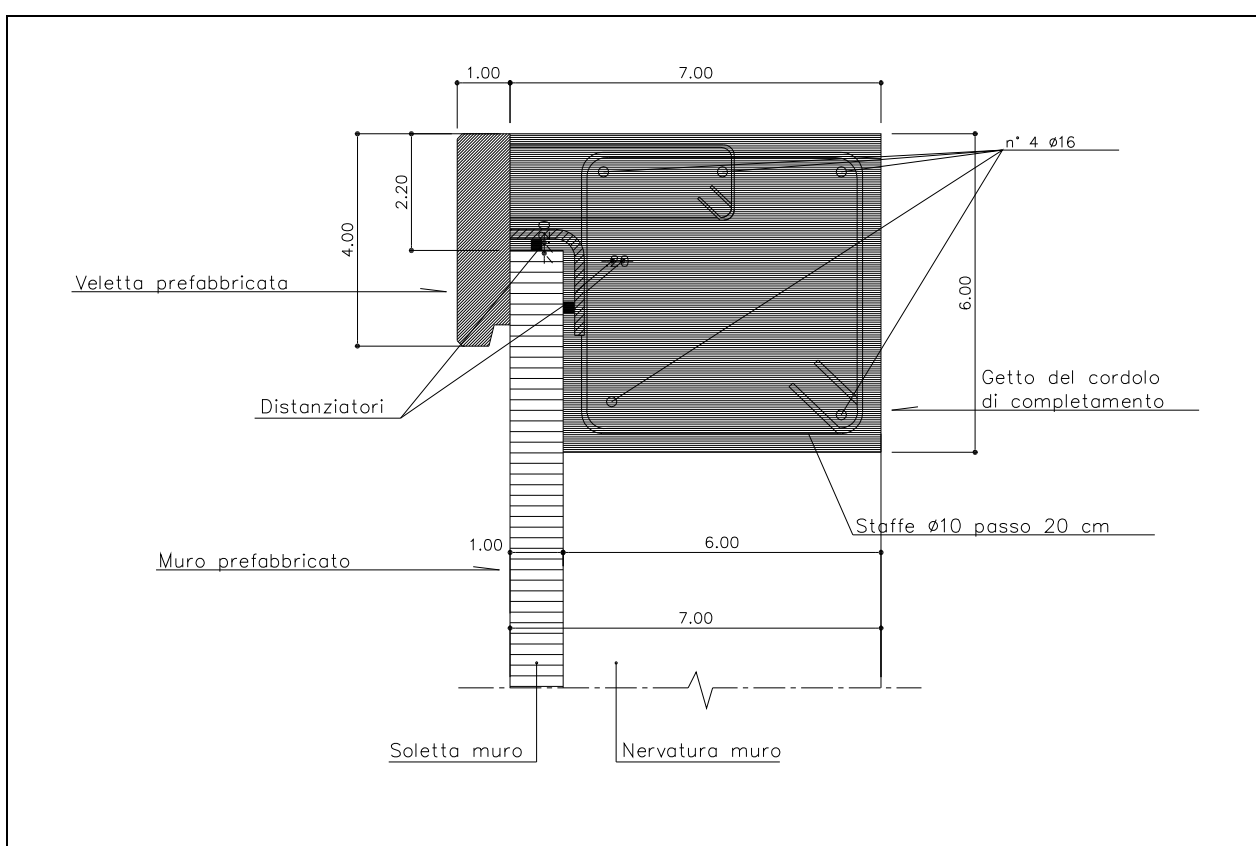


Figura 2: Particolari cordolo di testa

Il plinto di fondazione è composto da due elementi: una sottofondazione, dove si intestano i micropali, ed un elemento superiore, strutturalmente connesso a quello sottostante mediante una ripresa di getto con delle armature passanti, dove viene alloggiato il paramento prefabbricato.

Per quanto riguarda le caratteristiche delle fondazioni, si rimanda agli schemi di seguito riportati:

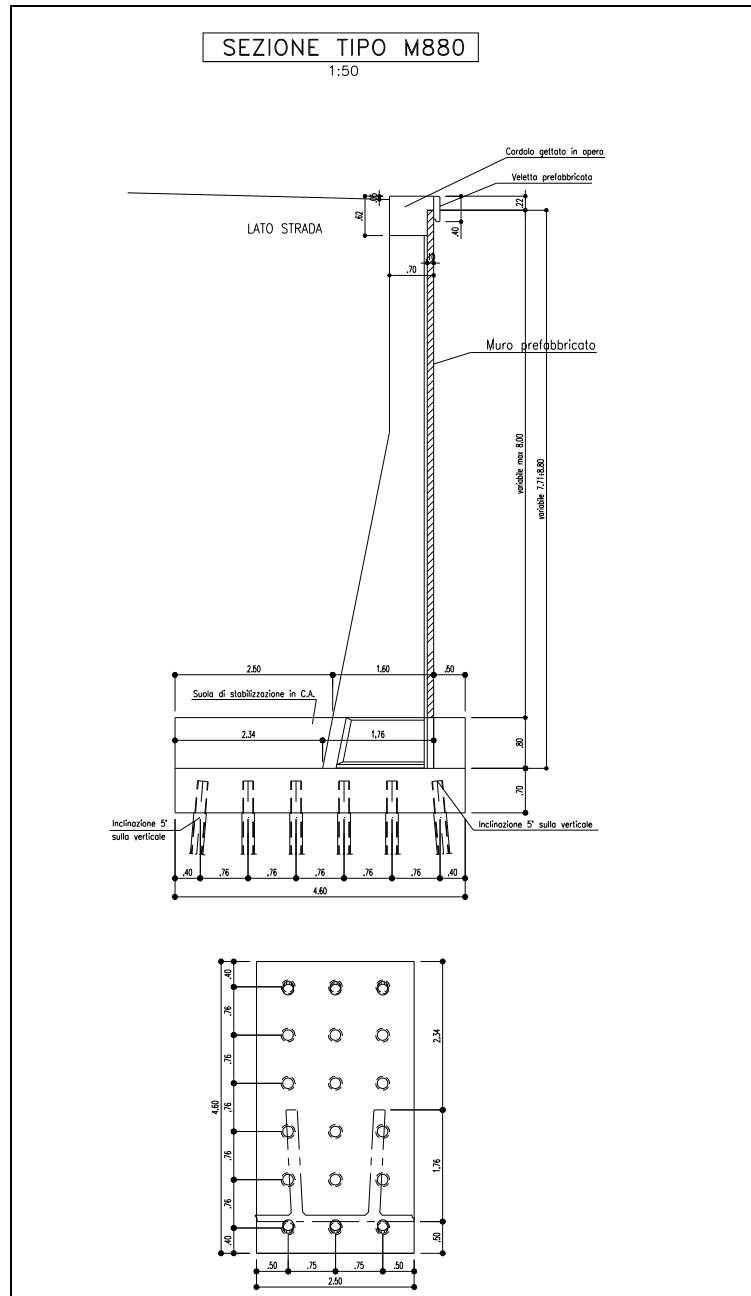
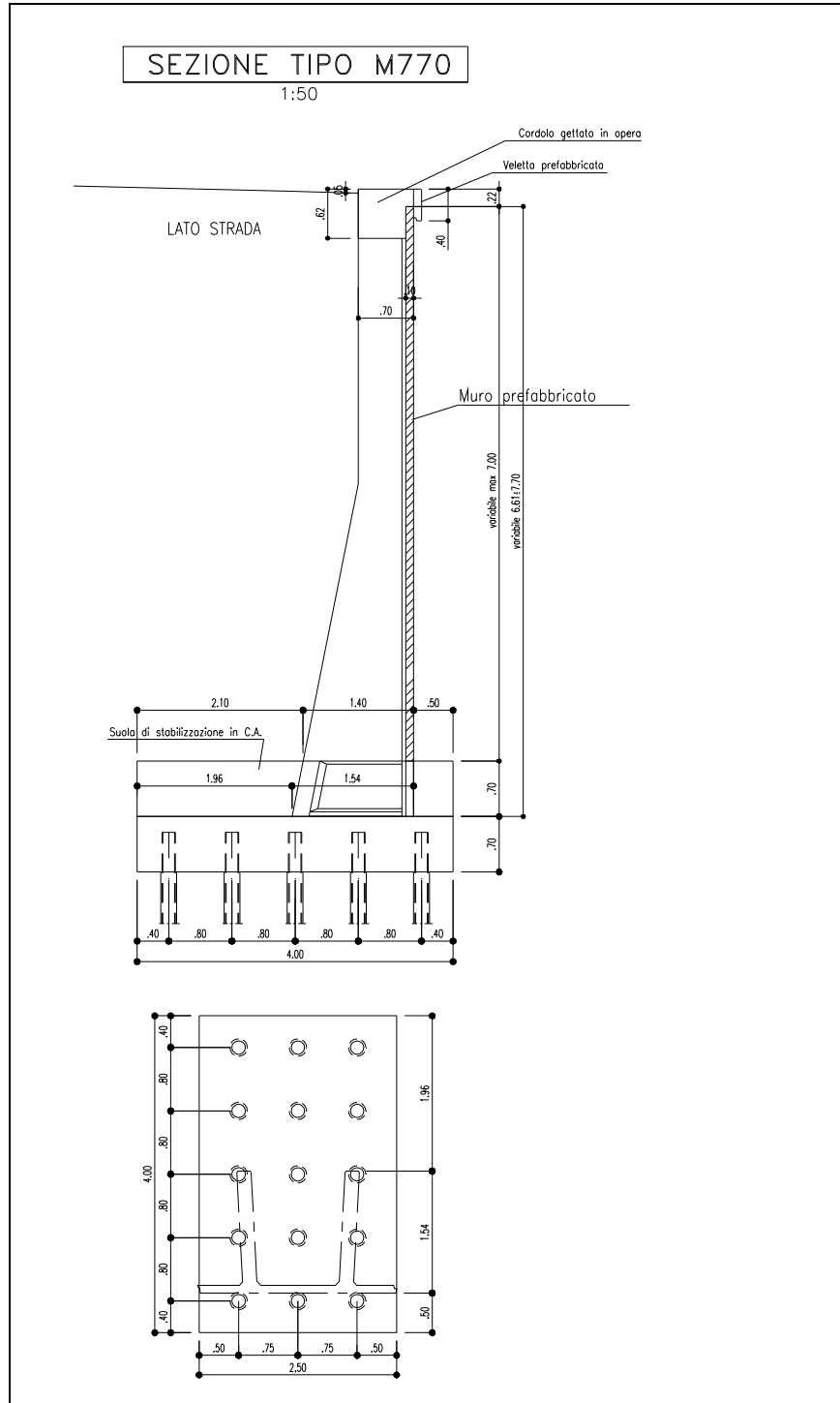


Figura 3: Sezione – Tipo muro su micropali H 8.0 m



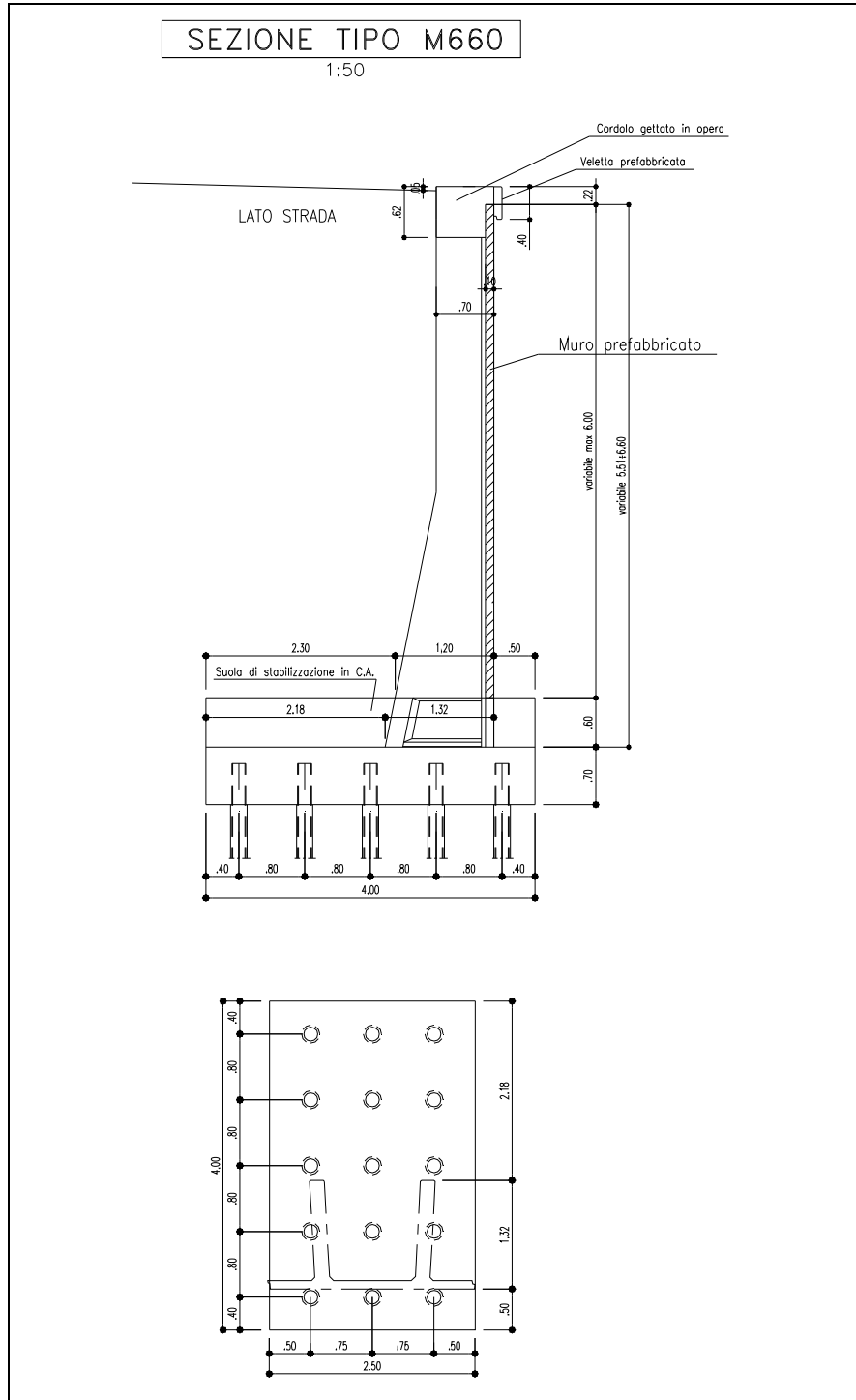


Figura 5: Sezione – Tipo muro su micropali H 6.0 m

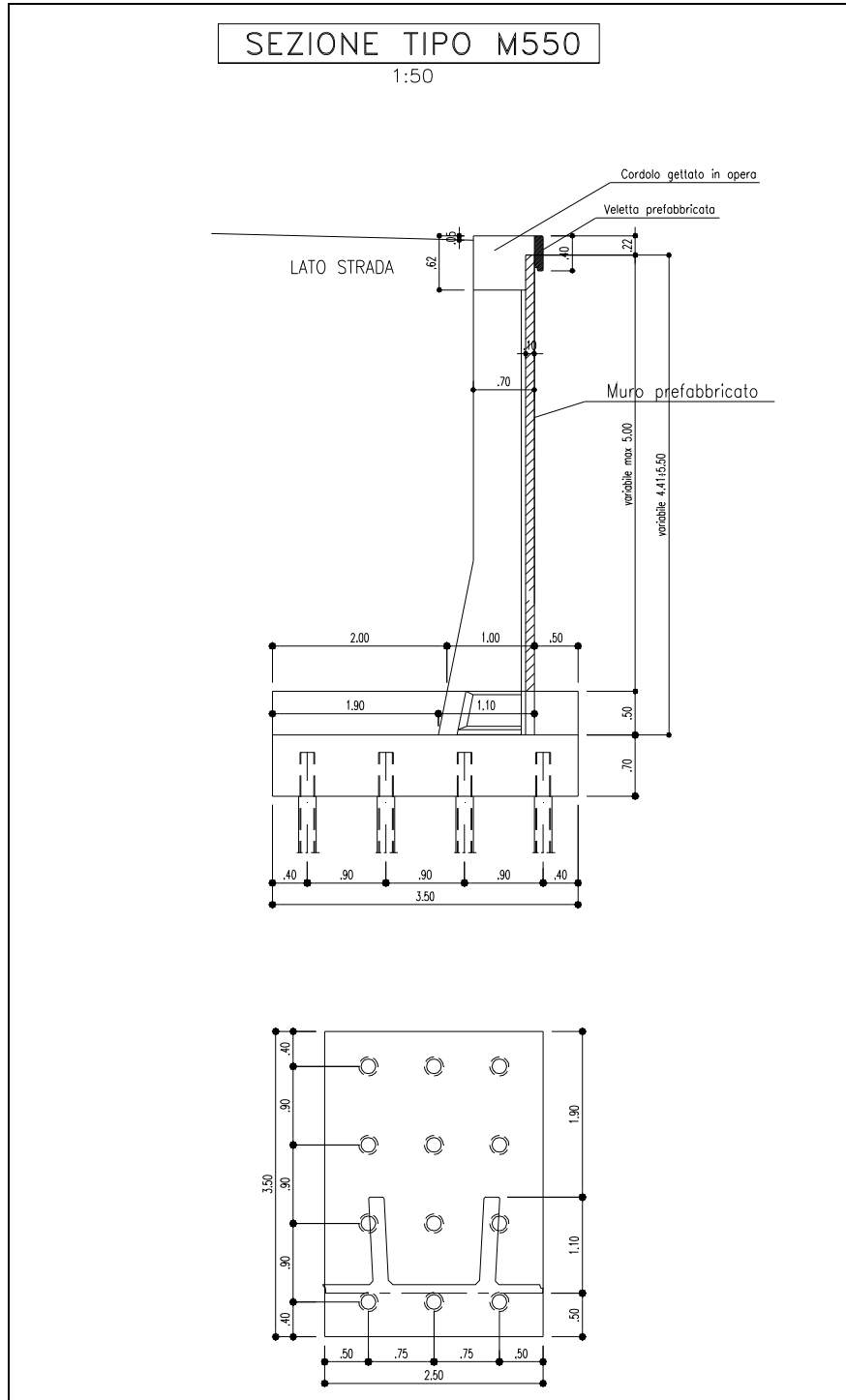


Figura 6: Sezione – Tipo muro su micropali H 5.0 m

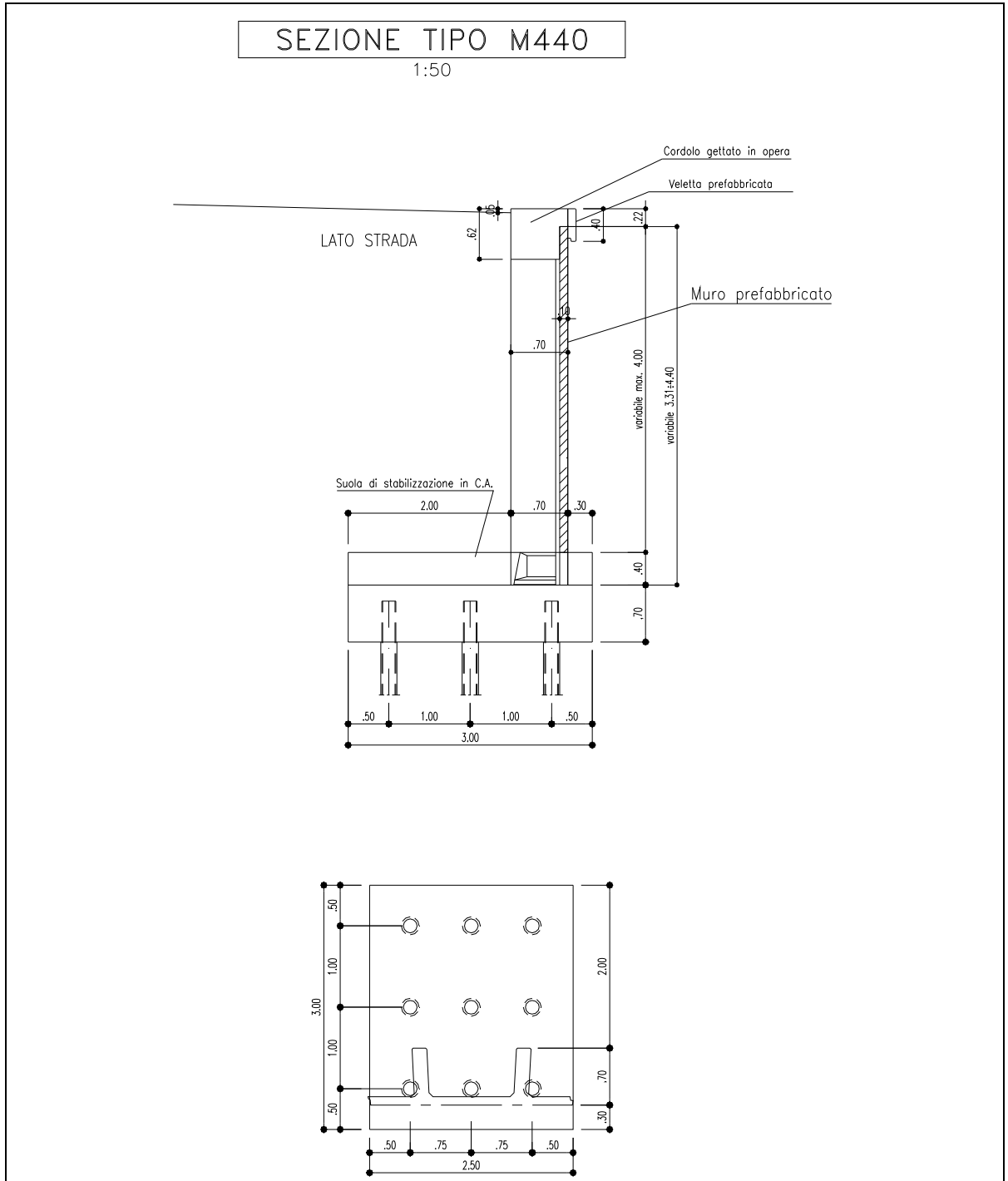


Figura 7: Sezione – Tipo muro su micropali H 4.0 m

SEZIONE TIPO M330

1:50

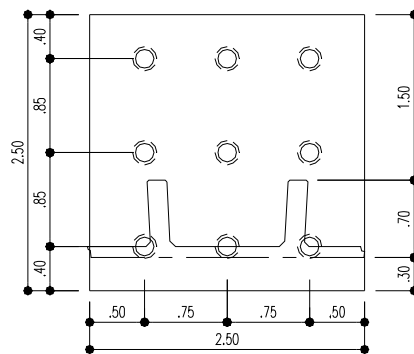
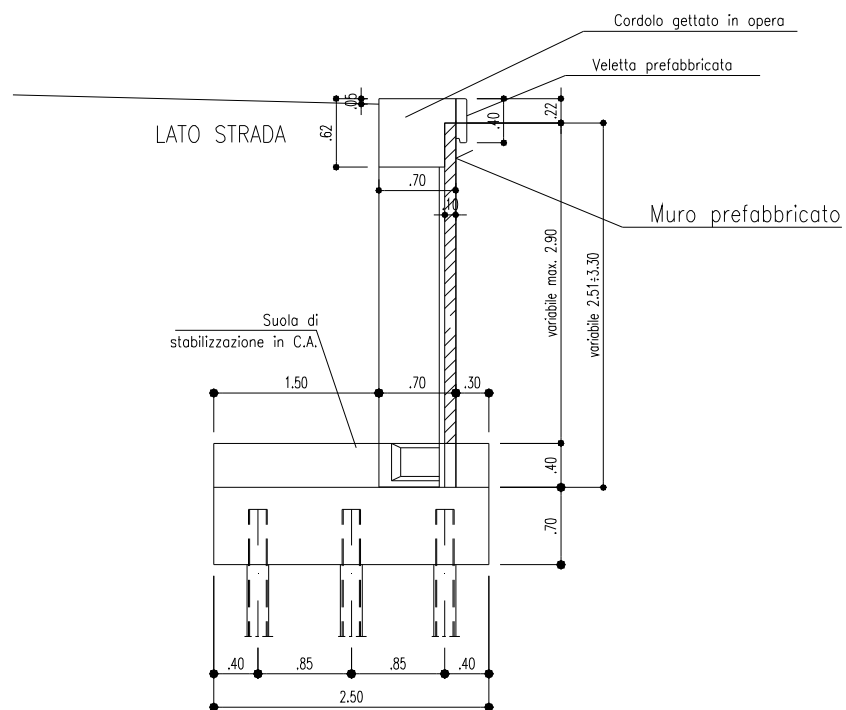


Figura 8: Sezione – Tipo muro su micropali H 3.0 m

MICROPALI DI FONDAZIONE SEZIONE-TIPO M880 SEZIONE-TIPO M770	Tubo di armatura	Diametro (mm)	168.3
		Spessore (mm)	14.0
		Lunghezza (m)	15.0
	Perforazione	Diametro (mm)	240
		Lunghezza (m) (*)	14.5
	Iniezione	Tipo	ripetuta in pressione (2valvole/ml)
		Lunghezza tot. (m)	14.5
		Lunghezza libera (m)	4.5
	Disposizione	Lunghezza bulbo (m)	10.0
		Tipo	a maglia rettangolare
	Interasse long./trasv. (m)	vedi Sezione-Tipo	
(*) Valore minimo (da intradosso plinto), a cui deve essere aggiunta l'eventuale perforazione a vuoto a partire dal piano di lavoro.			

Tabella 1: Caratteristiche micropali Sezione-tipo H 7.0-8.0 m

MICROPALI DI FONDAZIONE SEZIONE-TIPO M550 SEZIONE-TIPO M660	Tubo di armatura	Diametro (mm)	168.3
		Spessore (mm)	14.0
		Lunghezza (m)	12.0
	Perforazione	Diametro (mm)	240
		Lunghezza (m) (*)	11.5
	Iniezione	Tipo	ripetuta in pressione (2valvole/ml)
		Lunghezza tot. (m)	11.5
		Lunghezza libera (m)	4.5
	Disposizione	Lunghezza bulbo (m)	7.0
		Tipo	a maglia rettangolare
	Interasse long./trasv. (m)	vedi Sezione-Tipo	
(*) Valore minimo (da intradosso plinto), a cui deve essere aggiunta l'eventuale perforazione a vuoto a partire dal piano di lavoro.			

Tabella 2: Caratteristiche micropali Sezione-tipo H 5.0-6.0 m

MICROPALI DI FONDAZIONE SEZIONE-TIPO M440	Tubo di armatura	Diametro (mm)	168.3
		Spessore (mm)	12.5
		Lunghezza (m)	12.0
	Perforazione	Diametro (mm)	240
		Lunghezza (m) (*)	11.5
	Iniezione	Tipo	ripetuta in pressione (2valvole/ml)
		Lunghezza tot. (m)	11.5
		Lunghezza libera (m)	4.5
	Disposizione	Lunghezza bulbo (m)	7.0
		Tipo	a maglia rettangolare
	Interasse long./trasv. (m)	vedi Sezione-Tipo	
(*) Valore minimo (da intradosso plinto), a cui deve essere aggiunta l'eventuale perforazione a vuoto a partire dal piano di lavoro.			

Tabella 3: Caratteristiche micropali Sezione-tipo H 4.0 m

MICROPALI DI FONDAZIONE SEZIONE-TIPO M330	Tubo di armatura	Diametro (mm)	168.3
		Spessore (mm)	12.5
		Lunghezza (m)	9.0
	Perforazione	Diametro (mm)	240
		Lunghezza (m) (*)	8.5
	Iniezione	Tipo	ripetuta in pressione (2valvole/ml)
		Lunghezza tot. (m)	8.5
		Lunghezza libera (m)	4.5
	Disposizione	Lunghezza bulbo (m)	4.0
		Tipo	a maglia rettangolare
	Interasse long./trasv. (m)	vedi Sezione-Tipo	
(*) Valore minimo (da intradosso plinto), a cui deve essere aggiunta l'eventuale perforazione a vuoto a partire dal piano di lavoro.			

Tabella 4: Caratteristiche micropali Sezione-tipo H 3.0 m

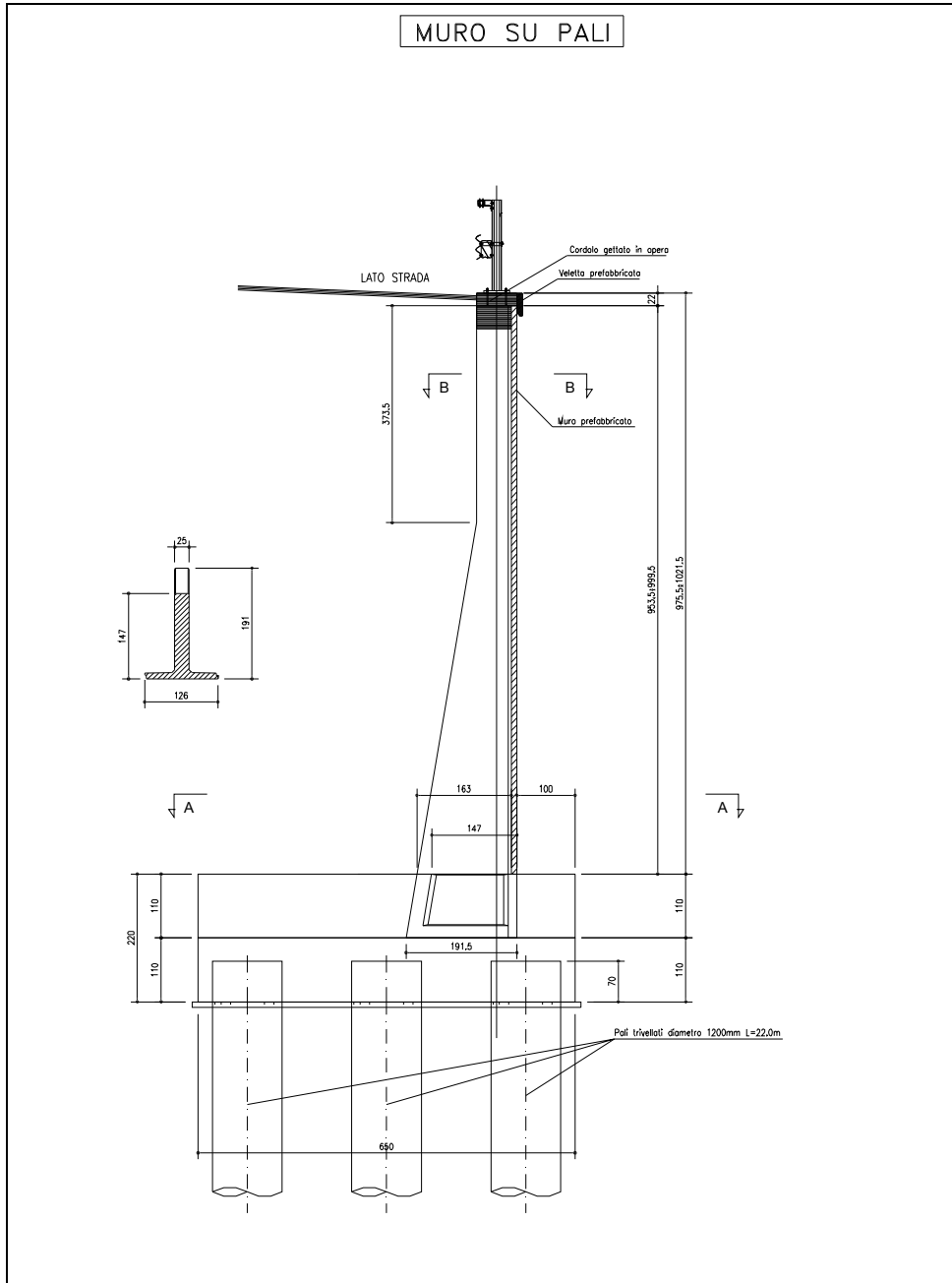


Figura 9: Sezione – Tipo muro su pali

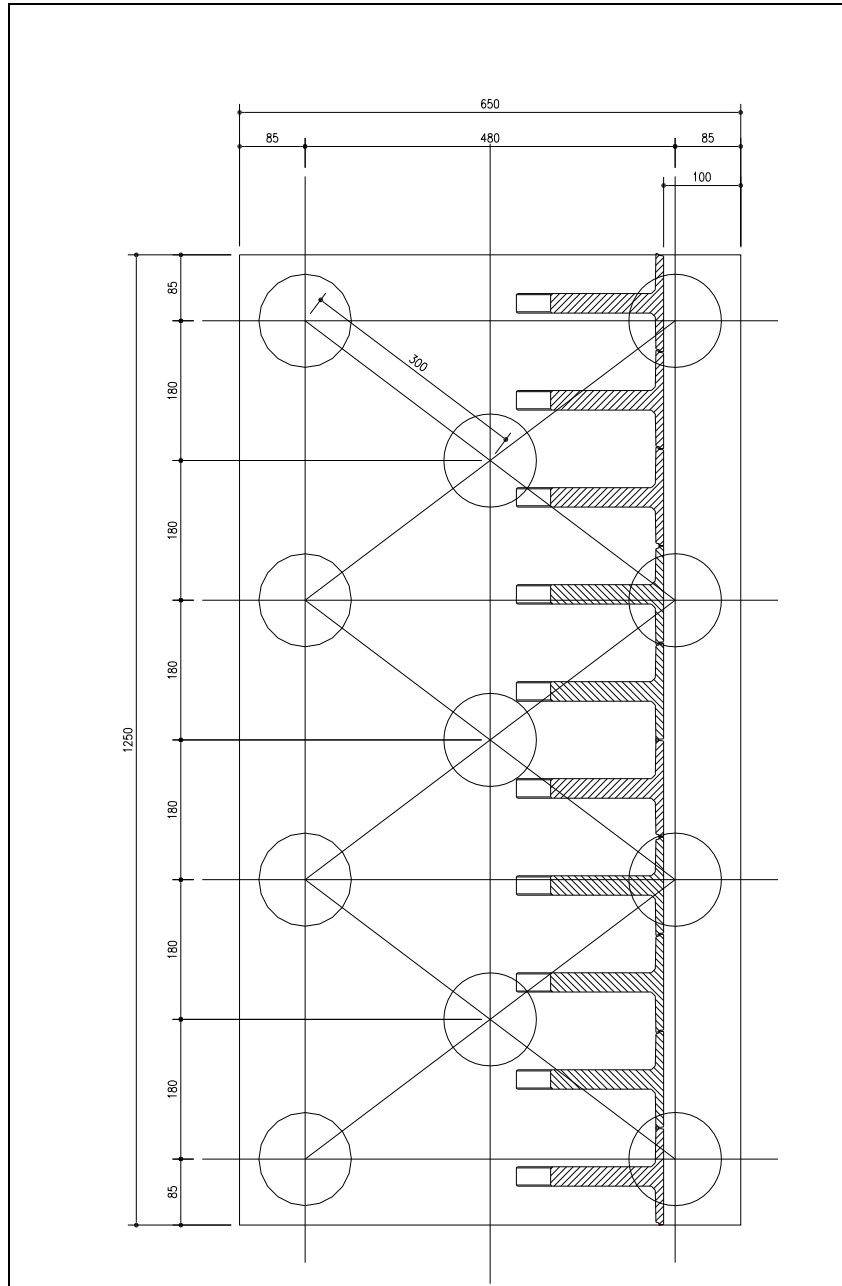


Figura 10: Pianta fondazioni muro su pali

5. CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. Rif.[1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [1]})$$

dove

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere svolta impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1, A2 e EQU), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3) - cfr. la Tabelle seguenti.

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi e sono definiti specificatamente in funzione della singola verifica.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , assunte per le verifiche della fondazione, tali forze vengono determinate amplificando le azioni caratteristiche per i coefficienti parziali definiti in **Tabella 5**. Tali valori sono da intendersi agenti nel baricentro geometrico della palificata.

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d$$

(Eq. 6.2.7 del Doc. Rif. [1])

dove

E_d = valore di progetto dell'effetto dell'azione;

R_d = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (definito dal progettista strutturale).

La verifica della condizione $E_d \leq C_d$ deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali.


	COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA Muri prefabbricati su fondazione profonda - Relazione di calcolo fondazioni
---	---

Tabella 5: Coefficienti parziali sulle azioni (A1, A2 e EQU) - (Tab. 6.2.I, Doc. Rif. [1])

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{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 completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tabella 6: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) - (Tab. 6.2.II, Doc. Rif. [1])

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0


	COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA
	E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA Muri prefabbricati su fondazione profonda - Relazione di calcolo fondazioni

Tabella 7: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2) - (Tab. 6.8.I, Doc. Rif. [1])

Coefficiente parziale	(R2)
γ_R	1.1

Tabella 8: Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3) per pali soggetti a carichi assiali (Tab. 6.4.II, Doc. Rif. [1])

VERIFICA	Coefficiente parziale	PALI INFISSI			PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Punta	γ_b	1.00	1.45	1.15	1.00	1.7	1.35	1.00	1.6	1.3
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15
Totale ⁽¹⁾	γ_t	1.00	1.45	1.15	1.00	1.6	1.30	1.00	1.55	1.25
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1.00	1.60	1.25	1.00	1.6	1.25	1.00	1.6	1.25

Tabella 9: Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3) per pali soggetti a carichi trasversali (Tab. 6.4.VI, Doc. Rif. [1])

Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
γ_t	1.0	1.6	1.3

5.1 VERIFICHE DI SICUREZZA STATICHE

5.1.1 Stati limite ultimi (SLU)

Come riportato al Par. 6.5.3.1.1 del Doc. Rif. [1], per i muri di sostegno, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
 - Scorrimento sul piano di posa;
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

- SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU), relative a condizioni di:
 - Ribaltamento.

- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera di sostegno-terreno (Par. 6.5.3.1.1 del Doc. Rif. [1]) deve essere svolta secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2:

- A2 + M2 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle precedenti.

Tale verifica, come definito al Par. 6.8.2 del Doc. Rif. [1], si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni E_d e delle resistenze R_d . Ciò viene svolto determinando la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche, ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici.

Il coefficiente riduttivo R_2 , definito nel Par. C.6.8.6.2 del Doc. Rif.[2], va applicato sulla resistenza globale del sistema, calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto ($R = R \left[\gamma_F \cdot F_k \cdot \frac{R_k}{R_m} \cdot \alpha_d \right]$).

Pertanto, definendo $R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R$, con R la resistenza globale del sistema, la verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle precedenti.

Data la natura dell'opera, ovvero muro fondato su pali di fondazione, le verifiche per scorrimento, ribaltamento e collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno non vengono svolte in quanto tali cinematici sono verificati nell'ambito delle verifiche di stabilità della palificata. Analogamente, il collasso per carico limite viene verificato mediante la verifica al medesimo meccanismo di rottura per la palificata di fondazione.

In accordo a quanto definito nel Par. 6.4.3.1 del Doc. Rif. [1], per la fondazione su pali del muro, devono essere prese in considerazione almeno 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.

Tutte le verifiche (GEO/STRU) di cui sopra, ad eccezione di quella relativa alla stabilità globale, devono essere svolte considerando almeno uno dei seguenti approcci (Par. 6.4.3.1 del Doc. Rif. [1]):

Approccio 1:

- Combinazione 1: A1 + M1 + R1
- Combinazione 2 : A2 + M1 + R2

Approccio 2:

- Combinazione 1: A1 + M1 + R3

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle **Tabella 5**, **Tabella 6**, Tabella 8 e Tabella 9.

5.1.2 Stati limite di esercizio (SLE)

Come precisato nel Par. 6.4.3.2 del Doc. Rif. [1], deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali (Par. 6.2.3.3 del Doc. Rif. [1]), che l'opera di sostegno in esame non subisca eccessivi spostamenti e/o eccessive rotazioni, tali da risultare non compatibili con i requisiti prestazionali della stessa e non induca deformazioni eccessive per l'opera sovrastante (nel caso in oggetto il profilo stradale a monte). Il muro di sostegno viene dimensionato nel rispetto dei requisiti prestazionali sopra citati.

All'interno del progetto devono pertanto essere definite le prescrizioni riguardanti gli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese. Sarà a carico del Progettista Strutturale definire valori di spostamenti/rotazioni corrispondenti ad uno Stato Limite di Esercizio.

Deve essere tenuto presente che le verifiche agli Stati Limite di Esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli Stati Limite Ultimi qualora gli spostamenti ammissibili per la struttura sia notevolmente ridotti.

5.2 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO

5.2.1 Stati limite di riferimento

L'azione sismica di progetto, così come i parametri del terreno di progetto da considerare, deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare.

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nei Doc. Rif. [1] e [2], sono suddivisi come riportato al par. 3.2.1 del Doc. Rif. [1]:

- Stati Limite Ultimi (SLU):
 - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, **SLV**, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
 - Stato Limite di Prevenzione del Collasso, **SLC**, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.
- Stati limite di Esercizio (SLE):

- Stato Limite di immediata Operatività **SLO** per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico. Tale stato limite non si applica per l'opera in oggetto.
- Stato Limite di Danno **SLD** definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

La Tabella 10 riporta, in funzione della classe d'uso della struttura, lo stato limite da considerare in funzione della verifica di sicurezza appropriata per l'opera (Tabella C7.1.I del Doc. Rif. [2]).


 spea <small>autostrade</small>	ingegneria europea	COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA Muri prefabbricati su fondazione profonda - Relazione di calcolo fondazioni
--	-------------------------------	---

Tabella 10: Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso (Tab. C7.1.I del Doc. Rif. [2])

Stato Limite	Prestazione da verificare	Classe d'uso			
		I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali			X	X
	Funzionalità degli impianti			X	X
SLD	Resistenza degli elementi strutturali			X	X
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	X	X		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	X	X	X	X
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	X	X	X	X
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	X	X	X	X
	Resistenza delle strutture	X	X	X	X
	Duttilità delle strutture	X	X	X	X
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	X	X	X	X
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	X	X	X	X
	Stabilità del sito	X	X	X	X
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	X	X	X	X
	Resistenza del sistema terreno-fondazione	X	X	X	X
	Stabilità del muro di sostegno	X	X	X	X
	Stabilità delle paratie	X	X	X	X
SLC	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	X	X	X	X
	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	X	X	X	X
	Capacità di spostamento degli isolatori	X	X	X	X

Con riferimento all'opera in oggetto, e considerando quanto riportato al punto C7.1 del Doc. Rif. [2], le verifiche geotecniche in presenza di evento sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite:

- Stato Limite Ultimo: SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 10\%$);
- Stato Limite Esercizio: SLD – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$);

Le suddette probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R per l'azione sismica, consentono di determinare, per ciascuno stato limite, il tempo di ritorno del terremoto di progetto corrispondente.

Per l'opera in oggetto, per le verifiche agli Stati Limite Ultimi, relative sia alle verifiche di stabilità globale che alla stabilità dell'opera, l'accelerazione equivalente di progetto è quella associata allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**), mentre si omettono in questa sede le verifiche agli Stati Limite di Esercizio - Stato Limite di Danno (**SLD**) - anche in considerazione del livello progettuale in esame.

Tutte le verifiche riportate nel presente documento, come ammesso dalla Normativa, vengono svolte simulando l'azione sismica di progetto mediante l'uso di metodi pseudostatici.

5.2.2 Stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par.7.11.1 del Doc. Rif. [1]).

Come indicato nel par 7.11.6.2.2 del Doc. Rif. [1] i muri di sostegno devono soddisfare le condizioni di stabilità globale con i metodi di analisi di cui al par 7.11.3.5 del Doc. Rif. [1] e le verifiche di sicurezza delle fondazioni di cui al par 7.11.5 del Doc. Rif. [1].

Come indicato al Par. 7.11.5.3, per le verifiche della fondazione su pali, inerenti al raggiungimento della resistenza del terreno, si è assunto l'Approccio 1 - Combinazione 2, assumendo i seguenti coefficienti parziali:

- Coefficienti parziali M2 per quanto concerne la valutazione dell'incremento di spinta indotto dalle azioni sismiche;
- Coefficienti parziali A2 posti pari all'unità.
- Coefficienti parziali R3 per la valutazione delle resistenze di progetto
- Per quanto concerne gli stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o nei vincoli, secondo quanto riportato al Par. 7.11.5.3 del Doc. Rif.0 le verifiche sono state svolte con l'Approccio 1 Combinazione 1, assumendo i seguenti coefficienti parziali:
 - Coefficienti parziali M1 per quanto concerne la valutazione dell'incremento di spinta indotto dalle azioni sismiche;
 - Coefficienti parziali A1 posti pari all'unità.
 - Coefficienti parziali R1 per la valutazione delle resistenze di progetto

5.2.3 Stati limite di esercizio (SLE)

Con riferimento allo stato limite di esercizio, che è associato allo Stato Limite di Danno per l'opera in oggetto, dev'essere verificata la compatibilità degli spostamenti permanenti indotti dal sisma con la funzionalità dell'opera o delle strutture eventualmente adiacenti, e devono essere tali da non ridurre la resistenza dell'opera.

L'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare (vedasi Tabella 10). Per l'opera in oggetto, come definito al punto 4.2.1, le verifiche agli Stati Limite di Esercizio verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Danno (**SLD**) valutando gli spostamenti e rotazioni della palificata. Sulla base di tali componenti si calcola quindi lo spostamento orizzontale in corrispondenza dello spiccato del paramento.

In queste verifiche, analogamente al caso statico, le azioni ed i parametri dei materiali e le relative resistenze sono considerati con i loro valori caratteristici.

6. CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEI MICROPALI

Per il calcolo della portata limite dei micropali si è utilizzato il metodo di Bustamante e Doix (1985).

Il micropalo si considera formato da un tratto libero L_{libera} e da un tratto connesso L_{bulbo} .

La portata limite per aderenza laterale può essere valutata come:

$$Q_{LIM} = \pi \cdot D_b \cdot L_{bulbo} \cdot q_a$$

$$D_b = \alpha \cdot D_p$$

essendo:

D_b = diametro medio del bulbo

L_{bulbo} = lunghezza del bulbo

q_a = aderenza limite bulbo-terreno

D_p = diametro di perforazione

α = D_b/D_p in funzione del tipo di terreno e della metodologia di iniezione

I valori di α possono essere ricavati dalla Tabella riportata nella **Figura 11** allegata, in funzione del tipo di terreno e della modalità di iniezione del bulbo. Nella stessa Tabella sono indicati i corrispondenti volumi minimi di miscela da iniettare.

I valori di q_a possono essere dedotti dai diagrammi riportati nelle **Figura 12**, **Figura 13**, **Figura 14** e **Figura 15**, rispettivamente per:

- sabbie e ghiaie
- argille e limi
- arenarie, marne e calcari marnosi
- rocce alterate e fratturate

In ciascun diagramma la curva 1, superiore, si riferisce a bulbi realizzati mediante iniezioni ripetute e la curva 2, inferiore, a bulbi realizzati mediante iniezione semplice.

TIPO DI TERRENO	COEFFICIENTE α		QUANTITÀ MINIMA DI MISCELA
	INIEZIONI RIPETUTE	INIEZIONI RIPETUTE	
Ghiaia	1.8	1.3 ÷ 1.4	1.5 Vp
Ghiaia sabbiosa	1.6 ÷ 1.8	1.2 ÷ 1.4	1.5 Vp
Sabbia ghiaiosa	1.5 ÷ 1.6	1.2 ÷ 1.3	1.5 Vp
Sabbia (grossolana media o'fine)	1.4 ÷ 1.5	1.1 ÷ 1.2	1.5 Vp
Sabbia limosa	1.4 ÷ 1.5	1.1 ÷ 1.2	1.5 ÷ 2 Vp per iniezioni ripetute 1.5 Vp per iniezione semplice
Limo	1.4 ÷ 1.6	1.1 ÷ 1.2	2 Vp per iniezione ripetute 1.5 Vs per iniezione semplice
Argilla	1.8 ÷ 2.0	1.2	2.5 ÷ 3 Vp per iniezione ripetute 1.5 ÷ 2 Vp per iniezione semplice
Marna, marna calcarea arenaria alterata o fratturata	1.8	1.1 ÷ 1.2	1.5 ÷ Vp per strati compatti 2 ÷ 6 Vp per strati fratturati
Roccia alterata o fratturata	1.2	1.1	1.1 ÷ 1.5 Vp per roccia poco fessurata ≥ 2 Vp per roccia fratturata

Vp = volume di perforazione

Figura 11: Valori di α in funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione (semplice o ripetuta)

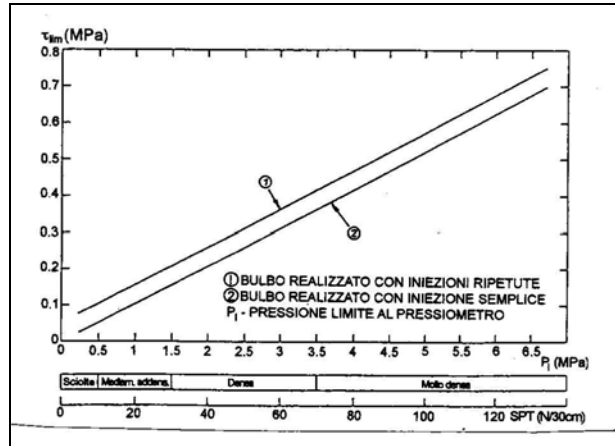


Figura 12: Diagramma per il calcolo del valore di τ_{lim} per sabbie e ghiaie

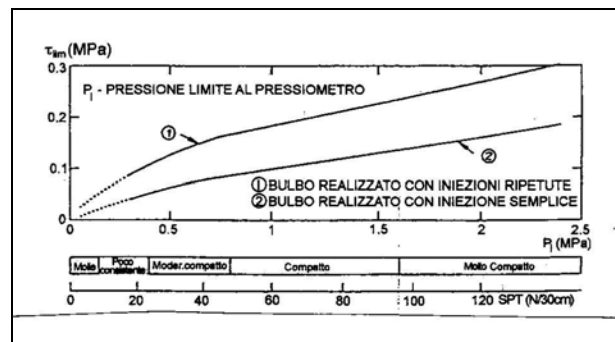


Figura 13: Diagramma per il calcolo del valore di τ_{lim} per argille e limi

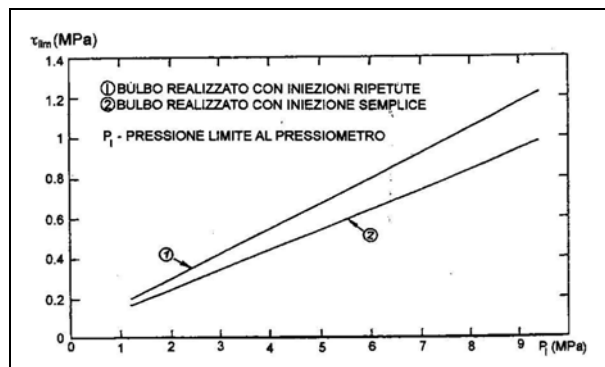


Figura 14: Diagramma per il calcolo del valore di τ_{lim} per arenarie, marne, e marne calcaree

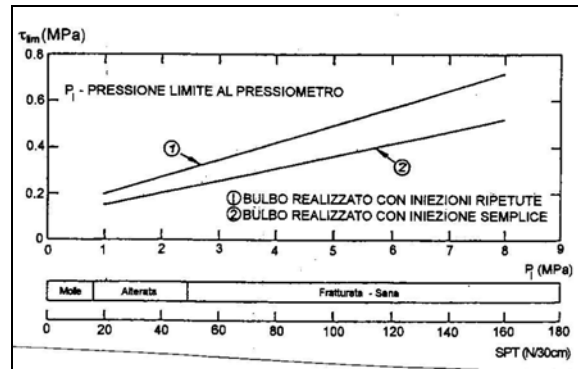


Figura 15: Diagramma per il calcolo del valore di τ_{lim} per roccia alterata e fratturata

7. CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA PORTATA DEI PALI

La portata limite (Q_{LIM}) di un palo è stata calcolata con riferimento all'equazione:

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

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

con:

$Q_{B,LIM}$ = portata limite di base che viene assunta nulla nel caso di trazione;

$Q_{L,LIM}$ = 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_{Si} = diametro del concio i^{mo} di palo;

ΔH_i = altezza del concio i^{mo} di micropalo della zona iniettata;

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

Stima portata di base e laterale per pali di grande diametro

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

Terreno coesivo

Portata di base

$$q_b = 9 \times c_u + \gamma \times L$$

Mobilizzata 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])

Portata laterale

$$\tau_{lim} = \alpha \times c_u \leq 100 \text{ kPa}$$

$\alpha = 0.9$ per $c_u \leq 25$ kPa
 $\alpha = 0.8$ per $25 < c_u \leq 50$ kPa
 $\alpha = 0.6$ per $50 < c_u \leq 75$ kPa;
 $\alpha = 0.4$ per $c_u > 75$ kPa
 (AGI [1984])

Terreno granulare

Portata di base

$$q_{cr} = 0.0667 \times N_{SPT} \leq 4 \text{ MPa}$$

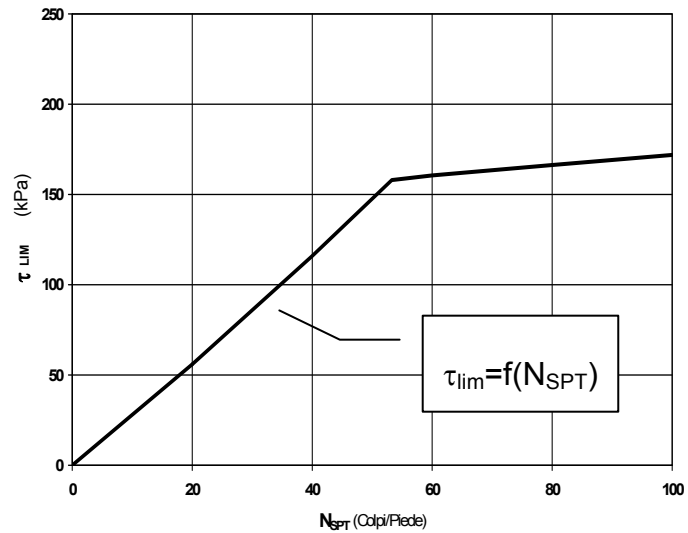
la valutazione della capacità limite di base per terreni granulari è condotta facendo riferimento non alla condizione di rottura bensì riferendosi ad una "portata critica" corrispondente ad una "condizione di servizio limite" basata su considerazioni di cedimenti ammissibili, ed in genere riferita all'insorgere 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

$$\tau_{lim} = K \times \sigma'_v \times \tan(\varphi) \leq f(N_{SPT})$$

$K = 0.6$ 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

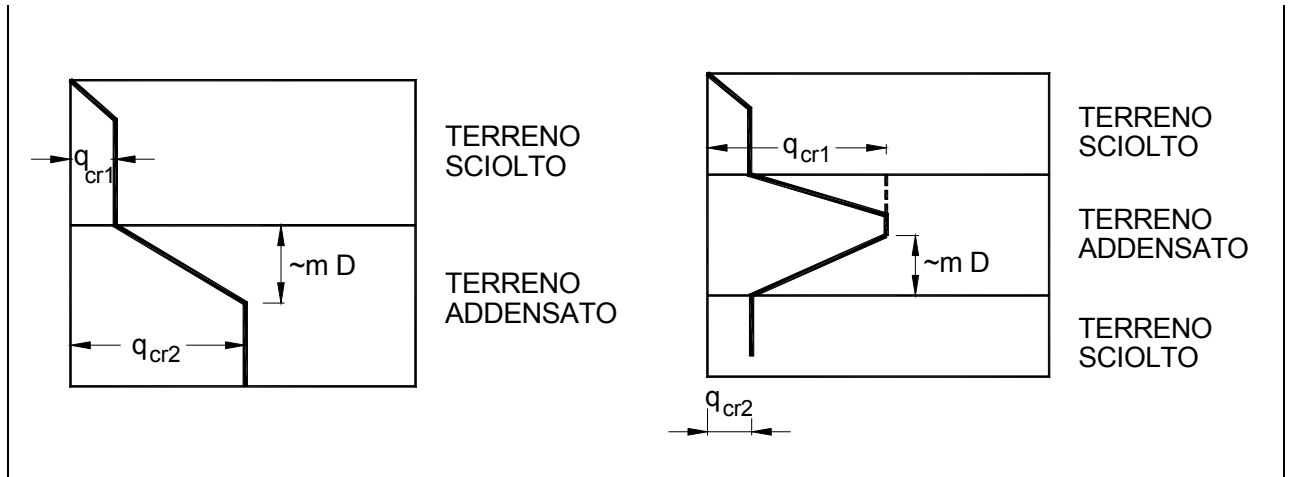
$\tau_{lim}=f(N_{SPT})$ vedi figura sotto riportata [Reese – Wright (1977)]



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]).



Nel caso specifico si è verificato che la lunghezza dei pali sia tale da garantire un immersionamento minimo nel substrato roccioso non inferiore a $2 \cdot D$ (D = diametro dei pali)

Il contributo della portata di punta, in materiali lapidei è stimata adottando la soluzione di Terzaghi:

$$q_{ult} = (c' \times N_c \times s_c) + (\bar{q} \times N_q) + (0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma)$$

in cui, i fattori di capacità portante (N_c ; N_q e N_γ) sono stati calcolati comparando i valori proposti da Stagg e Zienkiewicz (1968) e quelli indicati da Tomlinson validi per materiali rocciosi.

La resistenza ultima così calcolata è stata "corretta", in modo da considerare lo stato di fessurazione del materiale, secondo quanto suggerito da Bowles (1991) che collega la riduzione della capacità ultima di punta al valore di (RQD) misurato durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici, secondo la seguente relazione:

$$q'_{ult} = q_{ult} \times (RQD)^2$$

Il contributo dell'aderenza laterale in roccia può essere espresso come espresso da Tomlisson:

$$\tau_{LIM} = \alpha \times \beta \times \sigma'_c$$

ove

α = coefficiente riduttivo della resistenza a compressione semplice (σ'_c) secondo Horvarth, (1978), Rosemberg e Journeaux (1976) e Williams e Pells (1981)

β = fattore correttivo funzione del grado di alterazione delle roccia, ovvero di RQD e della spaziatura delle fratture

σ'_c = resistenza a compressione semplice

8. AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Per quanto concerne la definizione dell'azione sismica di progetto deve essere fatto riferimento alle Norme Tecniche (Doc. Rif. [1]), di cui è parte integrante la definizione dei valori di pericolosità sismica da adottare nelle verifiche.

8.1 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Per la definizione dell'azione sismica si è fatto riferimento alle seguenti coordinate geografiche:

- Longitudine: 9.18484;
- Latitudine: 44.36380.

Nella Tabella 1 allegata alla citata Normativa Doc. Rif.[1], in funzione delle coordinate geografiche, sono assegnati i valori dei seguenti parametri, rispetto ad una griglia di punti prefissati sul territorio:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.



Figura 16: Punti della griglia di nodi prefissati nell'intorno del interesse sito di progetto (tratto da Spettri di risposta – V. 1.0.3.xls)

8.2 VITA UTILE DELL'OPERA E PERIODO DI RIFERIMENTO

La Vita Nominale dell'opera, in accordo al Par. 2.4.1 del Doc. Rif. [1], ed alle informazioni allo stato attuale disponibili, è assunta pari a $V_n = 50$ anni.

La Classe d'Uso utilizzabile per le verifiche oggetto del presente studio è definita in accordo al Par 2.4.2 della Normativa (Doc. Rif. [1]). Per le finalità dell'opera si assume la classe d'uso VI (coefficiente d'uso $C_u = 2.0$).

Di conseguenza, il periodo di riferimento per l'azione sismica, definito in accordo al par 2.4.3 della Normativa (Doc. Rif. [1]), risulta pari a:

$$V_r = V_n * C_u = 100 \text{ anni}$$

8.3 PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA T_R

Definita la vita di riferimento dell'opera, i valori del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , in funzione della probabilità di superamento P_{vr} associata allo stato limite considerato (si veda il paragrafo 4.2.1), sono dati dalla seguente relazione:

$$T_R = -V_r / (\ln(1 - P_{vr}))$$

In Tabella 11 sono riportati i valori di T_R calcolati.

Stati Limite		P_{Vr} (%)	T_R (anni)
Stati Limite di Esercizio SLE	SLO	81	60
	SLD	63	101
Stati Limite Ultimi SLU	SLV	10	949
	SLC	5	1950

Tabella 11: Valori delle probabilità di superamento PVR e dei periodi di ritorno T_R al variare dello Stato Limite considerato.

8.4 PARAMETRI RELATIVI AL SITO DI RIFERIMENTO RIGIDO ORIZZONTALE

Nella Tabella 1 allegata alla Normativa (Doc. Rif. [1]) in funzione delle coordinate geografiche, sono assegnati i valori dei seguenti parametri, rispetto ad una griglia di punti prefissati sul territorio:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori dei parametri al sito di interesse, individuato dalle proprie coordinate geografiche, devono essere valutati attraverso l'interpolazione dei valori relativi ai quattro punti della griglia di riferimento nazionale posti nell'intorno di quello in esame.

Considerati gli stati limite di riferimento assunti per l'opera in progetto, per i corrispondenti tempi di ritorno indicati in Tabella 11, si ottiene la seguente accelerazione massima attesa su suolo rigido:

STATO LIMITE	T_R	a_g
	[anni]	[g]
SLV	949	0.108

Tabella 12: Valore del parametro a_g , per suolo rigido in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica. Valore desunto dal foglio di calcolo "Spettri di risposta - V. 1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

8.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa (Doc. Rif.[1]), è basata sulla stima dei valori di velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{S,30}$ o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ entro i primi 30 m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30 m di profondità $C_{U,30}$ (per terreni a grana fina).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 delle NTC 2008, l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria E**.

8.6 ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SITO

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} è definita attraverso la seguente relazione (Eq. 7.11.8 del Doc. Rif. [1]):

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui

a_g = Accelerazione massima su sito rigido;

S_S = Coefficiente d'amplificazione stratigrafica;

S_T = Coefficiente d'amplificazione topografica.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s (per suolo di Cat. C) è calcolato come

$$S_s = 1.7 - 0.6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g}$$

con

$$1 \leq S_s \leq 1.5$$

(vedi par. 3.2.3.2.1 e Tabella 3.2.V del Doc. Rif. [1]), ed F_0 come da Tabella 12.

In

STATO LIMITE	TR	S _s
	[anni]	[-]
SLV	949	1.6


Tabella 13 si riporta il valore di S_s definito per lo stato limite di riferimento selezionato:

STATO LIMITE	T _R	S _s
	[anni]	[-]
SLV	949	1.6

Tabella 13: Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s

Il coefficiente di amplificazione topografica S_T per il sito in esame è assunto pari a 1, valore assegnato per siti con categoria topografica T1, caratterizzati da pendii con pendenza inferiore a 15° (Par. 3.2.3 e Tab. 3.2.IV del Doc. Rif. [1]).

Sulla base di quanto sopra, nel seguito si riportano i valori di accelerazione massima attesa al sito per ogni stato limite di riferimento selezionato.

	<p style="text-align: right;">COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA</p> <p style="text-align: right;">Muri prefabbricati su fondazione profonda - Relazione di calcolo fondazioni</p>
---	--

STATO LIMITE	T_R	a_{max}
	[anni]	[g]
SLV	949	0.173

Tabella 14: Valori di accelerazione massima attesa al sito

8.7 COMPONENTI DELL'ACCELERAZIONE EQUIVALENTE

Come definito nel Par. 7.11.6.2.1 del Doc. Rif. [1], a meno di specifiche analisi dinamiche, è possibile svolgere le verifiche di sicurezza per l'opera di sostegno mediante analisi pseudostatiche o analisi agli spostamenti.


Nello specifico, la valutazione dell'impatto dell'azione sismica sull'opera di sostegno è stata condotta mediante analisi pseudostatica come definito nel Paragrafo 7.11.6.2 della Normativa (Doc. Rif. [1]).

8.8 CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI PER LA VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Come descritto nell'esempio di calcolo riportato al Par. C7.11.4 del Doc. Rif. [2], la verifica di stabilità globale va condotta mediante il metodo di analisi definito al Par. 7.11.3.5 del Doc. Rif. [1], inerente alla stabilità dei pendii. Sulla base di quanto definito al Par. 7.11.3.5.2 del Doc. Rif. [1], i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max}$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

	COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA	
	Muri prefabbricati su fondazione profonda - Relazione di calcolo fondazioni	

essendo:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0.24

(Tabella 15)

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g \text{ (g)} < 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g \text{ (g)} < 0.2$	0.27	0.24
$a_g \text{ (g)} < 0.1$	0.20	0.20

Tabella 15: Coefficiente β_s (Tab. 7.11.I Doc. Rif. [1])

Con riferimento agli Stati Limite Ultimi di riferimento, si ottengono i seguenti coefficienti per la verifica di stabilità globale (Tabella 16).

STATO LIMITE	T_R	k_h	k_v
	[anni]	[g]	[g]
SLV	949	0.143	± 0.071

Tabella 16: Valori dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale

8.9 CALCOLO DEI COEFFICIENTI SISMICI PER LA VERIFICA DI STABILITÀ DELL'OPERA

Per tutte le rimanenti verifiche, di cui al Par. 6.5.3.1.2 del Doc. Rif. [1], come riportato al Par. 4.2 del presente documento, gli Stati Limite di riferimento sono sia quello relativo allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) che quello relativo allo Stato Limite di Danno (SLD).

Sulla base di quanto definito al Par.7.11.6.2.1 del Doc. Rif. [1], i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max}$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0.24 (Tabella 17) per lo stato limite ultimo (SLV) e di 0.18 per lo stato limite di esercizio (SLD).

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g (g) < 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g (g) < 0.2$	0.29	0.24
$a_g (g) < 0.1$	0.20	0.18


	<p style="text-align: right;">COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA</p> <p style="text-align: right;">Muri prefabbricati su fondazione profonda - Relazione di calcolo fondazioni</p>
---	--

Tabella 17: Coefficiente β_m

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti, come nel caso in esame (muri su fondazione profonda), si pone:

- $\beta_m = 1.0$ nel caso di spinta K_0

Con riferimento agli Stati Limite Ultimi di riferimento definiti al Paragrafo [1], si ottengono pertanto i seguenti coefficienti per la verifica di stabilità dell'opera (Tabella 18).

STATO LIMITE	T_R	k_h	k_v
SLV	[anni]	[g]	[g]
Condizione K_a	949	0.173	± 0.087

Tabella 18: Valori dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità dell'opera

8.10 CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI SPINTA IN CONDIZIONI SISMICHE

L'incremento di spinta associato alla presenza di evento sismico è stato valutato come differenza fra la spinta complessiva (statica + sismica) determinata con il metodo di Mononobe-Okabe e l'analoga spinta in condizioni statiche (in accordo a Caquot e Kerisel). Tale incremento, come definito al Par. 7.11.6.2.1 del Doc. Rif. [1] è stato valutato come pressione distribuita lungo l'altezza del muro con punto di applicazione posizionato a metà altezza.

Per la valutazione della spinta in accordo a Mononobe-Okabe sono state assunte le medesime ipotesi sull'inclinazione del pendio e angolo di attrito terreno-terreno fatte per il caso statico. Per quanto concerne il termine di spinta idrodinamica E_{wdin} , per il caso in esame è stato assunto $E_{wdin} = 0$ in quanto il materiale spingente è soprafalda.

L'inerzia del muro di sostegno è stata presa in conto valutando rispettivamente le seguenti componenti:

- $F_H = k_H \cdot W$
- $F_V = k_V \cdot W$

essendo

W il peso del muro

k_H , k_V come da Tabella 18.

9. CRITERI DI DETERMINAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO

I **carichi** a cui è soggetta l'opera in oggetto sono i seguenti:

- permanenti (pesi propri, spinta delle terre)
- azione accidentale da traffico
- azione accidentale da vento
- azione eccezionale da sisma

In sede di valutazione dei valori caratteristici delle suddette azioni si fa riferimento a:

peso del cls. $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

peso di volume naturale del terreno spingente (materiale da rilevato) $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$

angolo di attrito efficace del terreno spingente $\phi' = 35^\circ$

sovraccarico accidentale da traffico $q = 20 \text{ kPa}$

La **spinta delle terre** viene valutata seguendo i seguenti criteri:

- spinta k_0

L'incremento di spinta sismica viene valutato secondo il metodo di Mononobe e Okabe e sommato alla spinta statica.

La valutazione delle azioni caratteristiche a intradosso plinto delle diverse strutture viene eseguita facendo riferimento al seguente paragrafo della Normativa di riferimento - N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008:

- par. 6.5.3.1.1 Muri di Sostegno

Si riportano nel seguito, per i diversi casi di verifica, i coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione riferiti alle azioni caratteristiche.

AZIONI - VALORI CARATTERISTICI

G1 - permanenti	Q1	Q2	Q3	E	A _d
muro	traffico	vento	neve	sisma	urto
terreno portato	folia				
spinta terra					
acqua					

COEFFICIENTI PARZIALI STR

γ_{G1} STR		γ_{G2} STR		γ_Q STR	
favorevole	sfavorevole	favorevole	sfavorevole	favorevole	sfavorevole
1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50

COEFFICIENTI PARZIALI GEO

γ_{G1} GEO		γ_{G2} GEO		γ_Q GEO	
favorevole	sfavorevole	favorevole	sfavorevole	favorevole	sfavorevole
1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30

COEFFICIENTI PARZIALI EQU

γ_{G1} EQU		γ_{G2} EQU		γ_Q EQU	
favorevole	sfavorevole	favorevole	sfavorevole	favorevole	sfavorevole
0.90	1.10	0.00	1.50	0.00	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Q1	0.75	0.75	0.2
Q2	0.6	0.2	0
Q3	0.5	0.2	0

Tabella 19: Coefficienti parziali e di combinazione delle azioni

A partire dalle azioni caratteristiche si definiscono le combinazioni delle azioni che sono oggetto delle diverse verifiche richieste dalla Normativa, come segue:

Tabella 20: Combinazioni delle azioni SLU - A2+M2+R2

SLU - A2+M2+R2 - GEO (CAPACITA' PORTANTE DE PALI)		
fattorizzazione parametri (γ_M secondo M2) - $\gamma_R = 1.0$ (R2)		
7	$(G_1 \times \gamma_{G1-GEO}) + (G_2 \times \gamma_{G2-GEO}) + (Q_1 \times \gamma_{Q-GEO}) + (Q_2 \times \gamma_{Q-GEO} \times \psi_{02}) + (Q_3 \times \gamma_{Q-GEO} \times \psi_{03})$	traffico dominante
8	$(G_1 \times \gamma_{G1-GEO}) + (G_2 \times \gamma_{G2-GEO}) + (Q_2 \times \gamma_{Q-GEO}) + (Q_1 \times \gamma_{Q-GEO} \times \psi_{02}) + (Q_3 \times \gamma_{Q-GEO} \times \psi_{03})$	vento dominante
9	$(G_1 \times \gamma_{G1-GEO}) + (G_2 \times \gamma_{G2-GEO}) + (Q_3 \times \gamma_{Q-GEO}) + (Q_1 \times \gamma_{Q-GEO} \times \psi_{02}) + (Q_2 \times \gamma_{Q-GEO} \times \psi_{03})$	neve dominante
10, 11	$G_1 + G_2 + E + (Q_1 \times \psi_{21}) + (Q_2 \times \psi_{22})$	sisma basso e sisma alto
12	$G_1 + G_2 + A_d + (Q_1 \times \psi_{21}) + (Q_2 \times \psi_{22})$	carico eccezionale - urto

Tabella 21: Combinazioni delle azioni SLU - A1+M1+R1

SLU - A1+M1+R1 - STR (VERIFICHE STRUTTURALI)		
no fattorizzazione parametri ($\gamma_M = 1.0$ secondo M1) - $\gamma_R = 1.0$ (R1)		
13	$(G_1 \times \gamma_{G1-STR}) + (G_2 \times \gamma_{G2-STR}) + (Q_1 \times \gamma_{Q-STR}) + (Q_2 \times \gamma_{Q-STR} \times \psi_{02}) + (Q_3 \times \gamma_{Q-STR} \times \psi_{03})$	traffico dominante
14	$(G_1 \times \gamma_{G1-STR}) + (G_2 \times \gamma_{G2-STR}) + (Q_2 \times \gamma_{Q-STR}) + (Q_1 \times \gamma_{Q-STR} \times \psi_{02}) + (Q_3 \times \gamma_{Q-STR} \times \psi_{03})$	vento dominante
15	$(G_1 \times \gamma_{G1-STR}) + (G_2 \times \gamma_{G2-STR}) + (Q_3 \times \gamma_{Q-STR}) + (Q_1 \times \gamma_{Q-STR} \times \psi_{02}) + (Q_2 \times \gamma_{Q-STR} \times \psi_{03})$	neve dominante
16, 17	$G_1 + G_2 + E + (Q_1 \times \psi_{21}) + (Q_2 \times \psi_{22})$	sisma basso e sisma alto
18	$G_1 + G_2 + A_d + (Q_1 \times \psi_{21}) + (Q_2 \times \psi_{22})$	carico eccezionale - urto

Tabella 22: Combinazioni delle azioni SLE

SLE - STR (VERIFICHE STRUTTURALI)		
19	$G_1 + G_2 + (Q_1 \times \psi_{01}) + (Q_2 \times \psi_{02})$	RARA traffico dominante
20	$G_1 + G_2 + (Q_2 \times \psi_{01}) + (Q_1 \times \psi_{02})$	RARA vento dominante
21	$G_1 + G_2 + (Q_1 \times \psi_{11}) + (Q_2 \times \psi_{22})$	FREQUENTE traffico dominante
22	$G_1 + G_2 + (Q_2 \times \psi_{11}) + (Q_1 \times \psi_{22})$	FREQUENTE vento dominante
23	$G_1 + G_2 + (Q_1 \times \psi_{21}) + (Q_2 \times \psi_{22})$	QUASI PERMANENTE traffico dominante
24	$G_1 + G_2 + (Q_2 \times \psi_{21}) + (Q_1 \times \psi_{22})$	QUASI PERMANENTE vento dominante

Nel seguito, nei singoli paragrafi relativi alle diverse sezioni tipo, si riportano le azioni di progetto ottenute.

10. MURI SU MICROPALI MS10 - MS13 - MS18

10.1 GENERALITÀ

L'analisi della palificata viene eseguita con l'ausilio del programma GROUP Versione 6.0 Ensoft Inc.

E' stata considerata una lunghezza di riferimento del modello pari a 2.50 m.

Per quanto riguarda la stratigrafia e i parametri geotecnici / geomeccanici, si fa riferimento a condizioni medie rappresentative delle condizioni dei diversi siti delle opere in esame.

Nel modello di GROUP si sono utilizzati i seguenti parametri (valori caratteristici):

Tratto di micropalo non iniettato (da intradosso plinto a 5.0 m di profondità)

- peso di volume naturale $\gamma_n = 26 \text{ N/m}^3$
- coesione $c = 50.0 \text{ kPa}$
- angolo d'attrito $\phi = 26^\circ$
- gradiente del modulo di reazione orizzontale $k_h = 45000 \text{ kN/m}^3$

Tratto di micropalo iniettato (a profondità > 5.0 m)

- peso di volume naturale $\gamma_n = 26 \text{ N/m}^3$
- coesione $c = 50.0 \text{ kPa}$
- angolo d'attrito efficace $\phi = 26^\circ$
- gradiente del modulo di reazione orizzontale $k_h = 45000 \text{ kN/m}^3$

L'analisi di stabilità generale di questo tipo di opera – muro di sostegno su micropali – si omette, in quanto si considera non realistico il corrispondente meccanismo di rottura, vista la presenza dei micropali.

10.2 MURO H PARAMENTO 8.0 M

10.2.1 Dati di input

La geometria del muro ed i parametri di input sono richiamati nella Figura seguente:

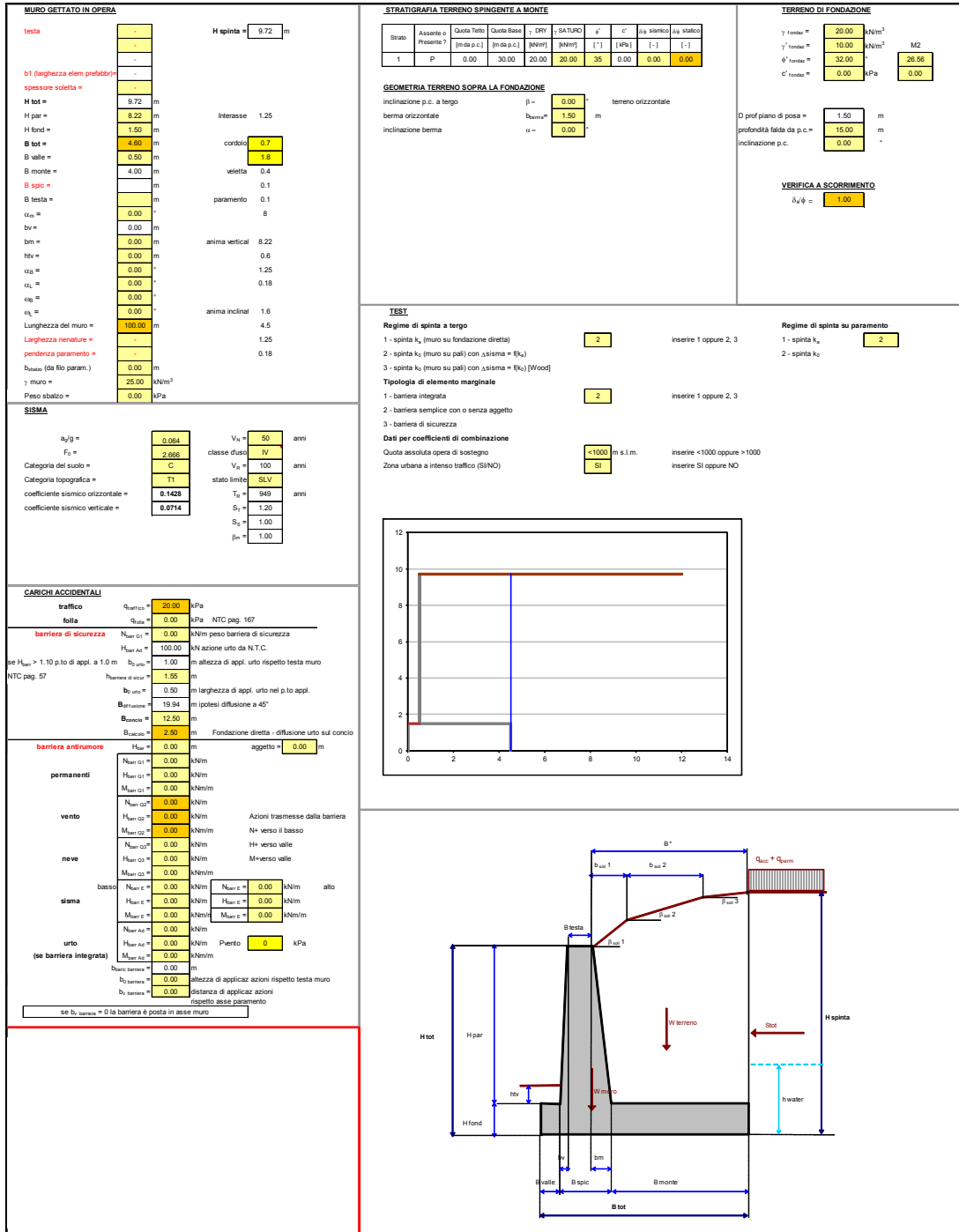


Figura 17: Dati di input muro di sostegno prefabbricato - H 8.0 m

10.2.2 Azioni di progetto

Alla luce dei criteri precedentemente esposti, le azioni di progetto risultanti nelle varie combinazioni di carico ad intradosso plinto sono le seguenti:

	A1-M1		
	N	Mg	H
traffico dominante	2219.02	-5555.73	1620.22
traffico dominante	3139.73	-5555.73	1620.22
sisma basso +	2377.46	-5996.19	1608.52
sisma basso +	2411.46	-5996.19	1608.52
sisma alto -	2060.58	-5592.02	1520.89
sisma alto -	2094.58	-5592.02	1520.89
urto	2219.02	-4384.93	1148.64
urto	2253.02	-4384.93	1148.64

Tabella 23: Muro H 8.0 m - Combinazioni A1-M1 - Azioni di progetto

	A2-M1		
	N	Mg	H
traffico dominante	2219.02	-5555.73	1620.22
traffico dominante	3139.73	-5555.73	1620.22
sisma basso +	2377.46	-5996.19	1608.52
sisma basso +	2411.46	-5996.19	1608.52
sisma alto -	2060.58	-5592.02	1520.89
sisma alto -	2094.58	-5592.02	1520.89
urto	2219.02	-4384.93	1148.64
urto	2253.02	-4384.93	1148.64

Tabella 24: Muro H 8.0 m - Combinazioni A2-M1 - Azioni di progetto

essendo:

N = azione assiale

H = azione orizzontale (nella direzione della spinta delle terre)

M_g = momento rispetto al baricentro del plinto (negativo se ribaltante)

Queste azioni sono riferite ad una lunghezza in senso longitudinale della fondazione di 2.50 m, pari a quella del pannello prefabbricato (lunghezza che viene considerata nel modello di GROUP).

10.2.3 Risultati ottenuti

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni agenti sui micropali, sono sintetizzati nelle Tabelle seguenti:

AZIONE ASSIALE (kN)						
Palo	A2traffico1	A2traffico2	A2sis11	A2sis12	A2sis21	A2sis22
1	-312	-301	-424	-425	-400	-398
2	-137	-125	-209	-211	-201	-199
3	41.6	54.6	27	25	15	17
4	220	234	263	261	231	233
5	387	398	472	470	428	430
6	541	553	675	673	614	616
7	-312	-301	-424	-425	-400	-398
8	-137	-125	-209	-211	-201	-199
9	41.6	54.6	27	25	15	17
10	220	234	263	261	231	233
11	387	398	472	470	428	430
12	541	553	675	673	614	616
13	-312	-301	-424	-425	-400	-398
14	-137	-125	-209	-211	-201	-199
15	41.6	54.6	27	25	15	17
16	220	234	263	261	231	233
17	387	398	472	470	428	430
18	541	553	675	673	614	616

Tabella 25: Muro H 8.0 m - Azione assiale massima – A2-M1

AZIONE ASSIALE (kN)						
Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22
1	-333	-287	-352	-350	-336	-334
2	-151	-97.9	-161	-159	-158	-156
3	37.2	91.6	40.7	42.7	28.7	30.8
4	226	281	242	244	215	217
5	399	448	425	426	388	390
6	562	611	598	600	549	550
7	-333	-287	-352	-350	-336	-334
8	-151	-97.9	-161	-159	-158	-156
9	37.2	91.6	40.7	42.7	28.7	30.8
10	226	281	242	244	215	217
11	399	448	425	426	388	390
12	562	611	598	600	549	550
13	-333	-287	-352	-350	-336	-334
14	-151	-97.9	-161	-159	-158	-156
15	37.2	91.6	40.7	42.7	28.7	30.8
16	226	281	242	244	215	217
17	399	448	425	426	388	390
18	562	611	598	600	549	550

Tabella 26: Muro H 8.0 m - Azione assiale massima - A1-M1

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)						
Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22
1	70.2	70.5	69.5	69.6	64.4	64.4
2	67.9	68.2	67.3	67.3	62.2	62.2
3	67.9	68.2	67.2	67.3	62.2	62.2
4	67.9	68.2	67.3	67.3	62.3	62.3
5	69.9	70.2	69.3	69.3	64.1	64.1
6	84.4	84.7	83.6	83.6	77.4	77.4
7	65.6	65.9	65	65	60.1	60.1
8	63.4	63.7	62.8	62.8	58.1	58.1
9	63.4	63.7	62.8	62.8	58.1	58.1
10	63.5	63.7	62.9	62.9	58.1	58.1
11	65.5	65.8	64.8	64.9	60	60
12	82.1	82.5	81.3	81.3	75.2	75.2
13	70.2	70.5	69.5	69.6	64.4	64.4
14	67.9	68.2	67.3	67.3	62.2	62.2
15	67.9	68.2	67.2	67.3	62.2	62.2
16	67.9	68.2	67.3	67.3	62.3	62.3
17	69.9	70.2	69.3	69.3	64.1	64.1
18	84.4	84.7	83.6	83.6	77.4	77.4

Tabella 27: Muro H 8.0 m - Momento flettente massimo- A1-M1

AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)						
Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22
1	92.8	92.9	92.3	92.3	87	87
2	87.4	87.4	86.9	86.9	82	82
3	86.4	86.3	85.8	85.8	81.1	81.1
4	85.3	85.3	84.7	84.7	80.2	80.2
5	88.1	88.1	87.4	87.4	82.7	82.7
6	115	115	114	114	108	108
7	84.2	84.2	83.7	83.7	78.9	78.9
8	79.1	79.1	78.7	78.7	74.3	74.3
9	78.2	78.1	77.6	77.6	73.4	73.4
10	77.2	77.1	76.6	76.6	72.5	72.5
11	79.9	79.9	79.2	79.2	75	75
12	111	111	110	110	104	104
13	92.8	92.9	92.3	92.3	87	87
14	87.4	87.4	86.9	86.9	82	82
15	86.4	86.3	85.8	85.8	81.1	81.1
16	85.3	85.3	84.7	84.7	80.2	80.2
17	88.1	88.1	87.4	87.4	82.7	82.7
18	115	115	114	114	108	108

Tabella 28: Muro H 8.0 m - Azione di taglio massima- A1-M1

Le sollecitazioni dimensionanti risultano:

Sollecitazione	Combinazione	
	STR	GEO
Nmax	611	675
Nmin		-425
Mmax	85	
Tmax	115	

Tabella 29: Muro H 8.0 m - Sollecitazioni massime agenti sui micropali

10.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

10.3.1 Micropali di fondazione - dimensionamento del tubo di armatura

Prendendo a riferimento le massime azioni, si esegue la verifica del tubo di armatura, secondo i criteri del metodo plastico, validi per sezioni tubolari compatte.

Come risulta dalla seguente Tabella, le verifiche sono soddisfatte.

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO							
Materiale			Azioni di calcolo			A1-M1-R1	Sisma
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	n_s kN/m	611.00	0.00	
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mo}	1.05 -	Taglio	v_s kN/m	115.00		
Tensione di snervamento	f_{yk}	355 MPa	Momento	m_s kNm/m	85.00		
Tensione di calcolo	f_{yd}	338 MPa	Combinazioni di carico			A1-M1-R1	Sisma
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	γ -	1	1	
Diametro esterno	D	168.3 mm	Interasse	i m	1	1	
Spessore (s <= 40 mm)	s	14 mm	Azioni di progetto			A1-M1-R1	Sisma
Diametro interno	d	140.3 mm	Azione assiale	N_{sd} kN	611.00	0.00	
Momento d'inerzia	I	2.04E-05 m ⁴	Taglio	V_{sd} kN	115	0	
Area sezione trasversale	A	6.79E-03 m ²	Momento	M_{sd} kNm	85	0	
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	3.34E-04 m ³	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)			A1-M1-R1	Sisma
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	4.32E-03 m ²	$[(2 \cdot V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$	ρ -	0.000	0.000	
Area resistente a taglio	$A^*_v = A$	6.79E-03 m ²	$N_{sd}/[A \cdot (1 - \rho \cdot a_v) \cdot f_{yd}]$	n -	0.266	0.000	
A^*_v/A	a_v	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$ kN-m	103	113	
Azioni resistenti elementari			Verifiche			A1-M1-R1	Sisma
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	2294 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	843 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	113 kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$	O.K.	O.K.	

Tabella 30: Muro H 8.0 m - Verifica dei tubi di armatura

10.3.2 Micropali di fondazione - analisi di capacità portante

L'analisi di capacità portante dei micropali viene svolta utilizzando un valore dell'aderenza limite ($\alpha \times \tau$) pari a 180 kPa (nell'ipotesi di iniezioni tipo I.G.U. a pressione uniforme) e prendendo a riferimento i coefficienti parziali ai sensi della Normativa vigente – par. 6.4.3 – Fondazioni su pali (N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008) - cfr. la Tabella 8.

In questa fase progettuale e trattandosi di una soluzione progettuale tipologica, la resistenza caratteristica viene determinata a partire dai risultati di prove in sito, considerando la presenza di un'unica verticale di indagine.

Il micropalo di lunghezza totale 15 m, con 10 m di bulbo di fondazione, garantisce una portata in grado di soddisfare le verifiche di capacità portante - cfr. la Tabella seguente.

	A2-M1			A1-M1			
	COMPR	TRAZ	BASE	COMPR	TRAZ	BASE	
γ_R	1.15	1.25	1.35	1.00	1.00	1.00	
ξ_3	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	
RISULTATI GROUP				AZIONI DI VERIFICA			
	A2-M1			A1-M1			
	A2-M1	SISMA	URTO		A2-M1	A1-M1	
Nmax COMPR	553	675			675		
Nmin TRAZ	312	425			425		
DATI MICROPALI							
portata base	12500	kPa					
diam perf.	240	mm		phi'	26	(°)	
Lmicr compr	10	m	I.G.U.	gamma	26	kN/m3	
Lmicr traz	10	m	I.G.U.				
τ lim	180	kPa					
Lmicr libera compr	4.5	m					
Lmicr libera traz	4.5	m					
RESISTENZA							
Singoli micropali	975	kN		A2	Nmax compr	675	O.K.
	671	kN			Nmax traz	425	O.K.
	1171	kN		A1	Nmax compr		
	838	kN			Nmax traz		
ESITO VERIFICA							

Tabella 31: Muro H 8.0 m - Verifica di capacità portante dei micropali

10.4 MURO H PARAMENTO 7.0 M

10.4.1 Dati di input

La geometria del muro ed i parametri di input sono richiamati nella Figura seguente:

MURO GETTATO IN OPERA

testa	-	H spinta = 8.62 m
b1 (altezza elem prefabbr.)	-	
spessore soletta =	-	
H tot =	8.62 m	
H par =	7.22 m	Interasse 1.25
H fond =	1.40 m	
B tot =	4.00 m	cordolo 0.7
B valle =	0.50 m	1.8
B monte =	2.10 m	veletta 0.4
B spic =	-	0.1
B testa =	-	paramento 0.1
c _{1m} =	0.00	7
bv =	0.00 m	
bm =	0.00 m	anima verticali 7.22
h _{tv} =	0.00 m	0.6
c _{1g} =	0.00	1.25
c _{1i} =	0.00	0.18
c _{1v} =	0.00	
c _{1h} =	0.00	anima inclinat 1.4
Lunghezza del muro =	100.00 m	3.5
Lunghezza nervature =	-	1.25
pendenza paramento =	-	0.18
b _{base} (da filo param.) =	0.00 m	
γ muro =	25.00 kN/m ³	
Peso sbalzo =	0.00 kPa	

STRATIGRAFIA TERRENO SPINGENTE A MONTE

Strato	Assetto o Pendenza ?	Quota Topo (m da p.c.)	Quota Base (m da p.c.)	DRY	SATURO	φ'	c'	γ _{sat} (kN/m ³)	γ _{stato}
1	P	0.00	30.00	20.00	20.00	35	0.00	0.00	0.00

GEOMETRIA TERRENO SOPRA LA FONDAZIONE

Inclinazione p.c. a tergo β = 0.00° terreno orizzontale
 berma orizzontale b_{berma} = 1.50 m
 inclinazione berma α = 0.00°

TERRENO DI FONDAZIONE

γ _{terza} =	20.00	kN/m ³
γ _{terza} =	10.00	kN/m ³
γ _{terza} =	32.00	*
c _{terza} =	0.00	kPa

D prof piano di posa = 1.40 m
 profondità falda da p.c. = 15.00 m
 inclinazione p.c. = 0.00°

VERIFICA A SCORRIMENTO

δ_v/φ = 1.00

TEST

Regime di spinta a tergo
 1 - spinta k_h (muro su fondazione diretta) **2**
 2 - spinta k_h (muro su pali) con λ.sisma = 1(k_h)
 3 - spinta k_h (muro su pali) con λ.sisma = 1(k_h) [Wood]

Regime di spinta su paramento
 1 - spinta k_p **2**
 2 - spinta k_p

Tipologia di elemento marginale
 1 - barriera integrata **2**
 2 - barriera semplice con o senza oggetto
 3 - barriera di sicurezza

Dati per coefficienti di combinazione
 Quota assoluta opera di sostegno <1000 m s.l.m. inserire <1000 oppure >1000
 Zona urbana a intenso traffico (SIND) SI inserire SI oppure NO

Figura 18: Dati di input muro di sostegno prefabbricato - H 7.0 m

10.4.2 Azioni di progetto

Alla luce dei criteri precedentemente esposti, le azioni di progetto risultanti nelle varie combinazioni di carico ad intradosso plinto sono le seguenti:

	A1-M1		
	N	H	Mg
traffico dominante	739.06	471.10	-1084.22
traffico dominante	1095.77	471.10	-1084.22
sisma basso +	791.83	441.09	-1048.53
sisma basso +	809.83	441.09	-1048.53
sisma alto -	686.29	420.09	-979.22
sisma alto -	704.29	420.09	-979.22

Tabella 32: Muro H 7.0 m - Combinazioni A1-M1 - Azioni di progetto

	A2-M2		
	N	H	Mg
traffico dominante	739.06	466.27	-1056.75
traffico dominante	856.06	466.27	-1056.75
sisma basso +	791.83	517.24	-1196.36
sisma basso +	809.83	517.24	-1196.36
sisma alto -	686.29	489.70	-1109.66
sisma alto -	704.29	489.70	-1109.66

Tabella 33: Muro H 7.0 m - Combinazioni A2-M1 - Azioni di progetto

essendo:

N = azione assiale

H = azione orizzontale (nella direzione della spinta delle terre)

M_g = momento rispetto al baricentro del plinto (negativo se ribaltante)

Queste azioni sono riferite ad una lunghezza in senso longitudinale della fondazione di 2.50 m, pari a quella del pannello prefabbricato (lunghezza che viene considerata nel modello di GROUP).

10.4.3 Risultati ottenuti

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni agenti sui micropali, sono sintetizzati nelle Tabelle seguenti:

AZIONE ASSIALE (kN)						
Palo	A2traffico1	A2traffico2	A2sis11	A2sis12	A2sis21	A2sis22
1	-365	-354	-425	-423	-392	-391
2	-145	-132	-175	-173	-163	-161
3	87.7	101	95.4	97.4	81.6	83.7
4	318	330	358	360	324	326
5	518	530	591	593	535	537
6	-365	-354	-425	-423	-392	-391
7	-145	-132	-175	-173	-163	-161
8	87.7	101	95.4	97.4	81.6	83.7
9	318	330	358	360	324	326
10	518	530	591	593	535	537
11	-365	-354	-425	-423	-392	-391
12	-145	-132	-175	-173	-163	-161
13	87.7	101	95.4	97.4	81.6	83.7
14	318	330	358	360	324	326
15	518	530	591	593	535	537

Tabella 34: Muro H 7.0 m - Azione assiale massima – A2-M1

AZIONE ASSIALE (kN)						
Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22
1	-368	-333	-331	-330	-310	-308
2	-148	-107	-124	-122	-117	-115
3	85.1	127	90.7	92.7	78.5	80.5
4	316	353	305	307	274	276
5	517	554	490	492	448	449
6	-368	-333	-331	-330	-310	-308
7	-148	-107	-124	-122	-117	-115
8	85.1	127	90.7	92.7	78.5	80.5
9	316	353	305	307	274	276
10	517	554	490	492	448	449
11	-368	-333	-331	-330	-310	-308
12	-148	-107	-124	-122	-117	-115
13	85.1	127	90.7	92.7	78.5	80.5
14	316	353	305	307	274	276
15	517	554	490	492	448	449

Tabella 35: Muro H 7.0 m - Azione assiale massima - A1-M1

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)						
Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22
1	57.1	57.3	50.7	50.7	46.9	46.9
2	55.9	56.1	49.7	49.7	46	46
3	56	56.1	49.7	49.7	46	46
4	56.3	56.5	50.1	50.1	46.3	46.3
5	66.6	66.8	59.4	59.4	54.7	54.7
6	53.4	53.5	47.6	47.6	43.9	43.9
7	52.3	52.5	46.6	46.6	43	43
8	52.3	52.5	46.6	46.6	43	43
9	52.7	52.8	46.9	46.9	43.3	43.3
10	64.8	64.9	57.7	57.7	53.3	53.3
11	57.1	57.3	50.7	50.7	46.9	46.9
12	55.9	56.1	49.7	49.7	46	46
13	56	56.1	49.7	49.7	46	46
14	56.3	56.5	50.1	50.1	46.3	46.3
15	66.6	66.8	59.4	59.4	54.7	54.7

Tabella 36: Muro H 7.0 m - Momento flettente massimo- A1-M1

AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)						
Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22
1	82.2	82.2	75.1	75.1	70.8	70.8
2	78.8	78.8	72.1	72.1	68	68
3	77.9	77.9	71.4	71.4	67.4	67.4
4	77.6	77.6	71.3	71.3	67.4	67.4
5	98.6	98.6	90.7	90.7	85.7	85.7
6	74.7	74.7	68.4	68.4	64.4	64.4
7	71.6	71.6	65.7	65.7	61.9	61.9
8	70.7	70.7	64.9	64.9	61.2	61.2
9	70.4	70.4	64.8	64.8	61.2	61.2
10	94.6	94.6	87	87	82.3	82.3
11	82.2	82.2	75.1	75.1	70.8	70.8
12	78.8	78.8	72.1	72.1	68	68
13	77.9	77.9	71.4	71.4	67.4	67.4
14	77.6	77.6	71.3	71.3	67.4	67.4
15	98.6	98.6	90.7	90.7	85.7	85.7

Tabella 37: Muro H 7.0 m - Azione di taglio massima- A1-M1

Le sollecitazioni dimensionanti risultano:

Sollecitazione	Combinazione	
	STR	GEO
Nmax	554	593
Nmin		-425
Mmax	67	
Tmax	99	

Tabella 38: Muro H 7.0 m - Sollecitazioni massime agenti sui micropali

10.5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

10.5.1 Micropali di fondazione - dimensionamento del tubo di armatura

Prendendo a riferimento le massime azioni, si esegue la verifica del tubo di armatura, secondo i criteri del metodo plastico, validi per sezioni tubolari compatte.

Come risulta dalla seguente Tabella, le verifiche sono soddisfatte.

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO							
Materiale			Azioni di calcolo			A1-M1-R1	Sisma
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	n_s kN/m	554.00	0.00	
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mo}	1.05 -	Taglio	v_s kN/m	99.00		
Tensione di snervamento	f_{yk}	355 MPa	Momento	m_s kNm/m	67.00		
Tensione di calcolo	f_{yd}	338 MPa	Combinazioni di carico			A1-M1-R1	Sisma
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	γ -	1	1	
Diametro esterno	D	168.3 mm	Interasse	i m	1	1	
Spessore (s <= 40 mm)	s	14 mm	Azioni di progetto			A1-M1-R1	Sisma
Diametro interno	d	140.3 mm	Azione assiale	N_{sd} kN	554.00	0.00	
Momento d'inerzia	I	2.04E-05 m ⁴	Taglio	V_{sd} kN	99	0	
Area sezione trasversale	A	6.79E-03 m ²	Momento	M_{sd} kNm	67	0	
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	3.34E-04 m ³	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)			A1-M1-R1	Sisma
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	4.32E-03 m ²	$[(2 \cdot V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$	ρ -	0.000	0.000	
Area resistente a taglio	$A^*_v = A$	6.79E-03 m ²	$N_{sd}/[A \cdot (1 - \rho \cdot a_v) \cdot f_{yd}]$	n -	0.241	0.000	
A^*_v/A	a_v	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$ kN-m	105	113	
Azioni resistenti elementari			Verifiche			A1-M1-R1	Sisma
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	2294 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	843 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	113 kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$	O.K.	O.K.	

Tabella 39: Muro H 7.0 m - Verifica dei tubi di armatura

10.5.2 Micropali di fondazione - analisi di capacità portante

L'analisi di capacità portante dei micropali viene svolta utilizzando un valore dell'aderenza limite ($\alpha \times \tau$) pari a 180 kPa (nell'ipotesi di iniezioni tipo I.G.U. a pressione uniforme) e prendendo a riferimento i coefficienti parziali ai sensi della Normativa vigente – par. 6.4.3 – Fondazioni su pali (N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008) - cfr. la Tabella 8.

In questa fase progettuale e trattandosi di una soluzione progettuale tipologica, la resistenza caratteristica viene determinata a partire dai risultati di prove in sito, considerando la presenza di un'unica verticale di indagine.

Il micropalo di lunghezza totale 15 m, con 10 m di bulbo di fondazione, garantisce una portata in grado di soddisfare le verifiche di capacità portante - cfr. la Tabella seguente.

	A2-M1			A1-M1		
	COMPR	TRAZ	BASE	COMPR	TRAZ	BASE
γ_R	1.45	1.60	1.70	1.00	1.00	1.00
ξ_3	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70

	RISULTATI GROUP				AZIONI DI VERIFICA	
	A2-M1			A1-M1	A2-M1	A1-M1
	A2-M1	SISMA	URTO		A2-M1	A1-M1
Nmax COMPR	530	593			593	
Nmin TRAZ	365	425			425	

DATI MICROPALI						
portata base	12500	kPa				
diam perf.	240	mm		phi'	26	(°)
Lmicr compr	10	m	I.G.U.	gamma	26	kN/m3
Lmicr traz	10	m	I.G.U.			
τ lim	180	kPa				
Lmicr libera compr	4.5	m		trascuro 1 m		
Lmicr libera traz	4.5	m		portata bassa sui primi 5 m		

	RESISTENZA			ESITO VERIFICA		
Singoli micropali	774	kN	A2	Nmax compr	593	O.K.
	524	kN		Nmax traz	425	O.K.
Singoli micropali	1171	kN	A1	Nmax compr		
	838	kN		Nmax traz		

Tabella 40: Muro H 7.0 m - Verifica di capacità portante dei micropali

10.6 MURO H PARAMENTO 5.0 M

10.6.1 Dati di input

La geometria del muro ed i parametri di input sono richiamati nella Figura seguente:

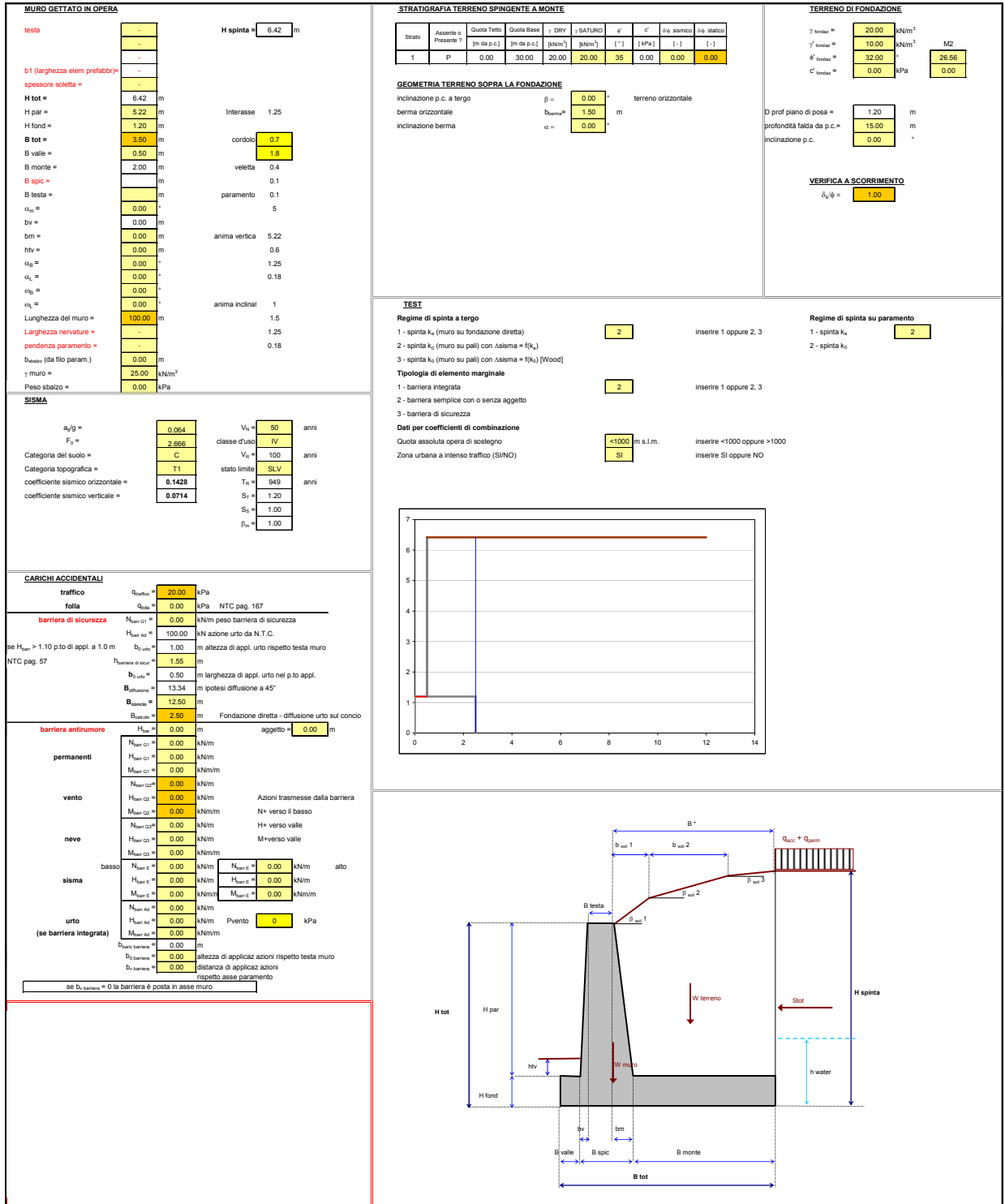


Figura 19: Dati di input muro di sostegno prefabbricato - H 5.0 m

10.6.2 Azioni di progetto

Alla luce dei criteri precedentemente esposti, le azioni di progetto risultanti nelle varie combinazioni di carico ad intradosso plinto sono le seguenti:

	A1-M1		
	N	H	Mg
traffico dominante	903.04	650.50	-1906.93
traffico dominante	1346.46	650.50	-1906.93
sisma basso +	967.52	612.88	-1827.01
sisma basso +	990.52	612.88	-1827.01
sisma alto -	838.57	582.29	-1637.96
sisma alto -	861.57	582.29	-1637.96

Tabella 41: Muro H 5.0 m - Combinazioni A1-M1 - Azioni di progetto

	A2-M1		
	N	H	Mg
traffico dominante	903.04	640.83	-1823.51
traffico dominante	1052.54	640.83	-1823.51
sisma basso +	967.52	722.64	-2084.03
sisma basso +	990.52	722.64	-2084.03
sisma alto -	838.57	682.53	-1864.40
sisma alto -	861.57	682.53	-1864.40

Tabella 42: Muro H 5.0 m - Combinazioni A2-M1 - Azioni di progetto

essendo:

N = azione assiale

H = azione orizzontale (nella direzione della spinta delle terre)

M_g = momento rispetto al baricentro del plinto (negativo se ribaltante)

Queste azioni sono riferite ad una lunghezza in senso longitudinale della fondazione di 2.50 m, pari a quella del pannello prefabbricato (lunghezza che viene considerata nel modello di GROUP).

10.6.3 Risultati ottenuti

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni agenti sui micropali, sono sintetizzati nelle Tabelle seguenti:

AZIONE ASSIALE (kN)						
Palo	A2traffico1	A2traffico2	A2sis11	A2sis12	A2sis21	A2sis22
1	-255	-243	-298	-296	-274	-272
2	-32.8	-20.4	-44.1	-42.1	-43	-41
3	190	203	213	215	189	191
4	399	412	451	453	407	409
5	-255	-243	-298	-296	-274	-272
6	-32.8	-20.4	-44.1	-42.1	-43	-41
7	190	203	213	215	189	191
8	399	412	451	453	407	409
9	-255	-243	-298	-296	-274	-272
10	-32.8	-20.4	-44.1	-42.1	-43	-41
11	190	203	213	215	189	191
12	399	412	451	453	407	409

Tabella 43: Muro H 5.0 m - Azione assiale massima – A2-M1

AZIONE ASSIALE (kN)						
Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22
1	-267	-232	-244	-242	-226	-224
2	-36.5	0.343	-25.6	-23.7	-27.4	-25.5
3	194	233	193	195	171	173
4	410	447	399	401	362	363
5	-267	-232	-244	-242	-226	-224
6	-36.5	0.343	-25.6	-23.7	-27.4	-25.5
7	194	233	193	195	171	173
8	410	447	399	401	362	363
9	-267	-232	-244	-242	-226	-224
10	-36.5	0.343	-25.6	-23.7	-27.4	-25.5
11	194	233	193	195	171	173
12	410	447	399	401	362	363

Tabella 44: Muro H 5.0 m - Azione assiale massima - A1-M1

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)						
Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22
1	95.6	96.7	89.5	89.5	84	84.1
2	94.7	95.8	88.6	88.6	83.3	83.3
3	94.1	95.1	88	88.1	82.9	82.9
4	102	103	95	95.1	89.4	89.4
5	92.2	93.2	86.2	86.2	81.1	81.2
6	91.2	92.2	85.4	85.5	80.4	80.5
7	90.7	91.7	85	85	80	80
8	99.9	101	93.5	93.5	88	88.1
9	95.6	96.7	89.5	89.5	84	84.1
10	94.7	95.8	88.6	88.6	83.3	83.3
11	94.1	95.1	88	88.1	82.9	82.9
12	102	103	95	95.1	89.4	89.4

Tabella 45: Muro H 5.0 m - Momento flettente massimo- A1-M1

AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)						
Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22
1	58.9	59	55.2	55.2	52	52
2	55.1	55.1	51.8	51.8	49	49
3	51.5	51.4	48.6	48.6	46.4	46.4
4	54.6	54.6	51.7	51.7	49.5	49.5
5	56	56.1	52.5	52.5	49.5	49.5
6	52.2	52.2	49.2	49.2	46.6	46.6
7	48.7	48.7	46.1	46.1	44	44
8	53.3	53.2	50.5	50.5	48.4	48.4
9	58.9	59	55.2	55.2	52	52
10	55.1	55.1	51.8	51.8	49	49
11	51.5	51.4	48.6	48.6	46.4	46.4
12	54.6	54.6	51.7	51.7	49.5	49.5

Tabella 46: Muro H 5.0 m - Azione di taglio massima- A1-M1

Le sollecitazioni dimensionanti risultano:

Sollecitazione	Combinazione	
	STR	GEO
Nmax	447	453
Nmin		-298
Mmax	103	
Tmax	59	

Tabella 47: Muro H 5.0 m - Sollecitazioni massime agenti sui micropali

10.7 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

10.7.1 Micropali di fondazione - dimensionamento del tubo di armatura

Prendendo a riferimento le massime azioni, si esegue la verifica del tubo di armatura, secondo i criteri del metodo plastico, validi per sezioni tubolari compatte.

Come risulta dalla seguente Tabella, le verifiche sono soddisfatte.

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO						
Materiale			Azioni di calcolo		A1-M1-R1	
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	n_s kN/m	447.00	
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mb}	1.05 -	Taglio	v_s kN/m	59.00	
Tensione di snervamento	f_{yk}	355 MPa	Momento	m_s kNm/m	103.00	
Tensione di calcolo	f_{yd}	338 MPa	Combinazioni di carico		A1-M1-R1	
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	γ -	1	
Diametro esterno	D	168.3 mm	Interasse	i m	1	
Spessore (s <= 40 mm)	s	14 mm	Azioni di progetto		A1-M1-R1	
Diametro interno	d	140.3 mm	Azione assiale	N_{sd} kN	447.00	
Momento d'inerzia	I	2.04E-05 m ⁴	Taglio	V_{sd} kN	59	
Area sezione trasversale	A	6.79E-03 m ²	Momento	M_{sd} kNm	103	
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	3.34E-04 m ³	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)		A1-M1-R1	
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	4.32E-03 m ²	$[(2 \cdot V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$	ρ -	0.000	
Area resistente a taglio	$A^*_v = A$	6.79E-03 m ²	$N_{sd}/[A \cdot (1 - \rho \cdot a_v) \cdot f_{yd}]$	n -	0.195	
A^*_v/A	a_v	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$ kN·m	108	
Azioni resistenti elementari			Verifiche		A1-M1-R1	
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	2294 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$	O.K.	
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	843 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$	O.K.	
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	113 kN·m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$	O.K.	

Tabella 48: Muro H 5.0 m - Verifica dei tubi di armatura

10.7.2 Micropali di fondazione - analisi di capacità portante

L'analisi di capacità portante dei micropali viene svolta utilizzando un valore dell'aderenza limite ($\alpha \times \tau$) pari a 180 kPa (nell'ipotesi di iniezioni tipo I.G.U. a pressione uniforme) e prendendo a riferimento i coefficienti parziali ai sensi della Normativa vigente – par. 6.4.3 – Fondazioni su pali (N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008) - cfr. la Tabella 8.

In questa fase progettuale e trattandosi di una soluzione progettuale tipologica, la resistenza caratteristica viene determinata a partire dai risultati di prove in sito, considerando la presenza di un'unica verticale di indagine.

Il micropalo di lunghezza totale 15 m, con 10 m di bulbo di fondazione, garantisce una portata in grado di soddisfare le verifiche di capacità portante - cfr. la Tabella seguente.

	A2-M1			A1-M1			
	COMPR	TRAZ	BASE	COMPR	TRAZ	BASE	
γ_R	1.45	1.60	1.70	1.00	1.00	1.00	
ξ_3	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	
RISULTATI GROUP				AZIONI DI VERIFICA			
	A2-M1			A1-M1			
	A2-M1	SISMA	URTO		A2-M1	A1-M1	
Nmax COMPR	412	453			453		
Nmin TRAZ	255	298			298		
DATI MICROPALI							
portata base	12500	kPa					
diam perf.	220	mm		phi'	26	(°)	
Lmicr compr	10	m	I.G.U.	gamma	26	kN/m3	
Lmicr traz	10	m	I.G.U.				
τ_{lim}	180	kPa					
Lmicr libera compr	4.5	m					
Lmicr libera traz	4.5	m					
RESISTENZA							
Singoli micropali	694	kN		A2	Nmax compr	453	O.K.
	480	kN			Nmax traz	298	O.K.
	1048	kN		A1	Nmax compr		O.K.
	768	kN			Nmax traz		O.K.

Tabella 49: Muro H 5.0 m - Verifica di capacità portante dei micropali

10.8 MURO H PARAMENTO 4.0 M

10.8.1 Dati di input

La geometria del muro ed i parametri di input sono richiamati nella Figura seguente:

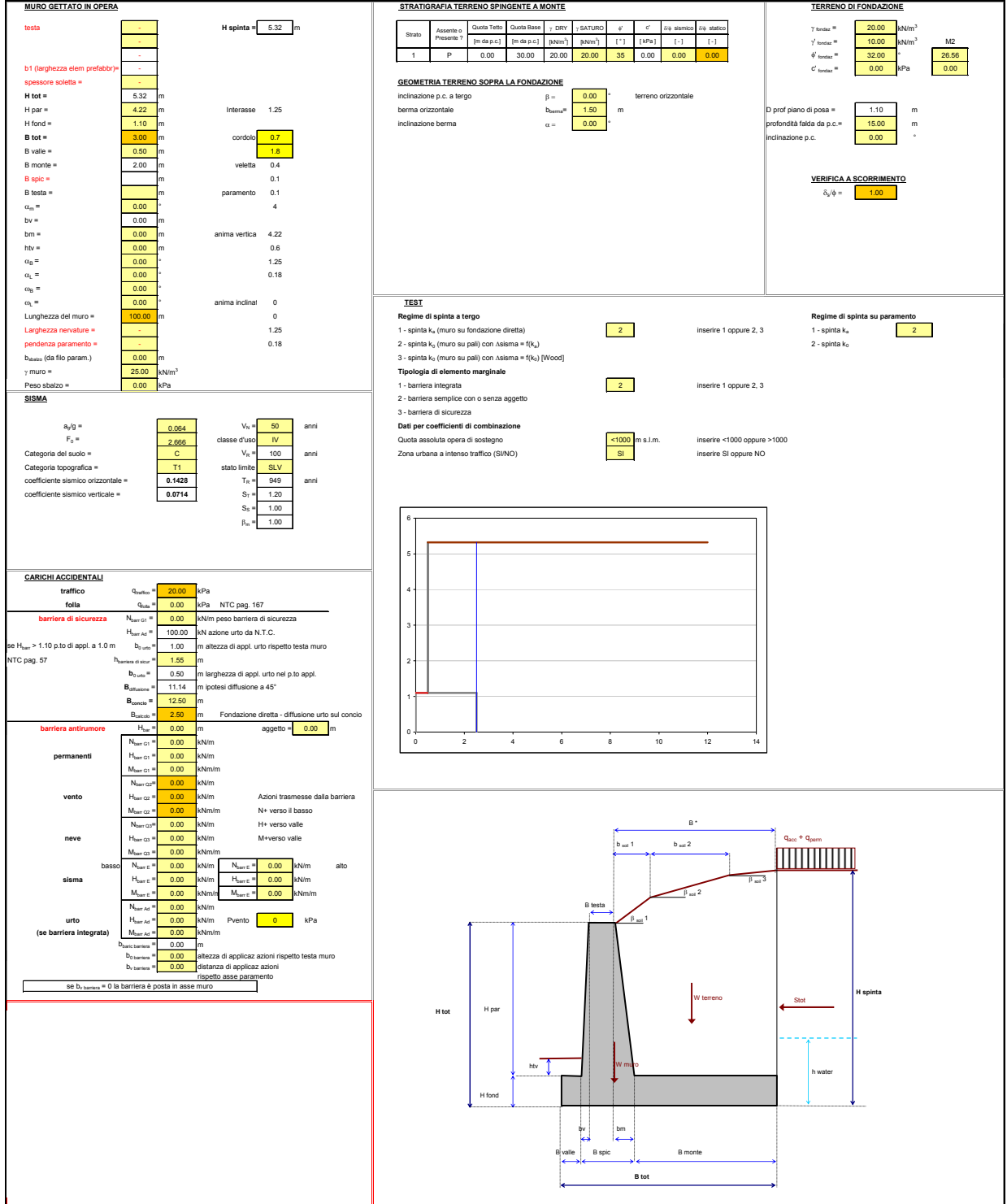


Figura 20: Dati di input muro di sostegno prefabbricato - H 4.0 m

10.8.2 Azioni di progetto

Alla luce dei criteri precedentemente esposti, le azioni di progetto risultanti nelle varie combinazioni di carico ad intradosso plinto sono le seguenti:

	A1-M1		
	N	Mg	H
traffico dominante	739.06	-1270.57	562.38
traffico dominante	1095.77	-1270.57	562.38
sisma basso +	791.83	-1169.08	502.74
sisma basso +	809.83	-1169.08	502.74
sisma alto -	686.29	-1085.81	476.49
sisma alto -	704.29	-1085.81	476.49
urto	739.06	-1321.57	424.41
urto	757.06	-1321.57	424.41

Tabella 50: Muro H 4.0 m - Combinazioni A1-M1 - Azioni di progetto

	A2-M1		
	N	Mg	H
traffico dominante	739.06	-1206.00	538.57
traffico dominante	856.06	-1206.00	538.57
sisma basso +	791.83	-1317.37	578.92
sisma basso +	809.83	-1317.37	578.92
sisma alto -	686.29	-1215.39	545.64
sisma alto -	704.29	-1215.39	545.64
urto	739.06	-1440.06	488.97
urto	757.06	-1440.06	488.97

Tabella 51: Muro H 4.0 m - Combinazioni A2-M1 - Azioni di progetto

essendo:

N = azione assiale

H = azione orizzontale (nella direzione della spinta delle terre)

M_g = momento rispetto al baricentro del plinto (negativo se ribaltante)

Queste azioni sono riferite ad una lunghezza in senso longitudinale della fondazione di 2.50 m, pari a quella del pannello prefabbricato (lunghezza che viene considerata nel modello di GROUP).

10.8.3 Risultati ottenuti

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni agenti sui micropali, sono sintetizzati nelle Tabelle seguenti:

AZIONE ASSIALE (kN)						
Palo	A2traffico1	A2traffico2	A2sis11	A2sis12	A2sis21	A2sis22
1	-228	-217	-264	-262	-250	-249
2	85	98.5	91.1	93.2	78.9	81
3	390	403	437	439	400	402
4	-228	-217	-264	-262	-250	-249
5	85	98.5	91.1	93.2	78.9	81
6	390	403	437	439	400	402
7	-228	-217	-264	-262	-250	-249
8	85	98.5	91.1	93.2	78.9	81
9	390	403	437	439	400	402

Tabella 52: Muro H 4.0 m - Azione assiale massima – A2-M1

AZIONE ASSIALE (kN)						
Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22
1	-235	-199	-213	-212	-206	-204
2	85	126	91.1	93.1	78.9	80.9
3	396	438	386	388	356	358
4	-235	-199	-213	-212	-206	-204
5	85	126	91.1	93.1	78.9	80.9
6	396	438	386	388	356	358
7	-235	-199	-213	-212	-206	-204
8	85	126	91.1	93.1	78.9	80.9
9	396	438	386	388	356	358

Tabella 53: Muro H 4.0 m - Azione assiale massima - A1-M1

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)						
Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22
1	89.9	91.9	83.5	83.6	78.4	78.5
2	88.5	90.4	82.4	82.4	77.4	77.5
3	92.1	94.1	85.5	85.6	80.3	80.4
4	88	89.9	81.9	82	76.9	77
5	86.8	88.7	80.7	80.7	75.9	76
6	91.4	93.4	84.9	85	79.8	79.8
7	89.9	91.9	83.5	83.6	78.4	78.5
8	88.5	90.4	82.4	82.4	77.4	77.5
9	92.1	94.1	85.5	85.6	80.3	80.4

Tabella 54: Muro H 4.0 m - Momento flettente massimo- A1-M1

AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)						
Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22
1	59.5	59.8	55.3	55.3	52.1	52.1
2	51.4	51.3	48.2	48.2	45.9	45.9
3	54.6	56	50.5	50.6	49.2	49.3
4	57.8	58.1	53.8	53.8	50.7	50.7
5	49.9	49.8	46.7	46.7	44.6	44.6
6	53.9	55.2	50.1	50.1	47.8	47.9
7	59.5	59.8	55.3	55.3	52.1	52.1
8	51.4	51.3	48.2	48.2	45.9	45.9
9	54.6	56	50.5	50.6	49.2	49.3

Tabella 55: Muro H 4.0 m - Azione di taglio massima- A1-M1

Le sollecitazioni dimensionanti risultano:

Sollecitazione	Combinazione	
	STR	GEO
Nmax	438	439
Nmin		-264
Mmax	94.1	
Tmax	59.8	

Tabella 56: Muro H 4.0 m - Sollecitazioni massime agenti sui micropali

10.9 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

10.9.1 Micropali di fondazione - dimensionamento del tubo di armatura

Prendendo a riferimento le massime azioni, si esegue la verifica del tubo di armatura, secondo i criteri del metodo plastico, validi per sezioni tubolari compatte.

Come risulta dalla seguente Tabella, le verifiche sono soddisfatte.

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO						
Materiale			Azioni di calcolo			A1-M1-R1
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	n_s	kN/m	438.00
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mo}	1.05 -	Taglio	v_s	kN/m	60.00
Tensione di snervamento	f_{yk}	355 MPa	Momento	m_s	kNm/m	94.00
Tensione di calcolo	f_{yd}	338 MPa	Combinazioni di carico			A1-M1-R1
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	γ	-	1
Diametro esterno	D	168.3 mm	Interasse	i	m	1
Spessore (s <= 40 mm)	s	12.5 mm	Azioni di progetto			A1-M1-R1
Diametro interno	d	143.3 mm	Azione assiale	N_{sd}	kN	438.00
Momento d'inerzia	I	1.87E-05 m ⁴	Taglio	V_{sd}	kN	60
Area sezione trasversale	A	6.12E-03 m ²	Momento	M_{sd}	kNm	94
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	3.04E-04 m ³	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)			A1-M1-R1
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	3.90E-03 m ²	$[(2 \cdot V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$	ρ	-	0.000
Area resistente a taglio	$A^*_v = A$	6.12E-03 m ²	$N_{sd}/[A \cdot (1 - \rho \cdot a_v) \cdot f_{yd}]$	n	-	0.212
A^*_v/A	a_v	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$	kN-m	97
Azioni resistenti elementari			Verifiche			A1-M1-R1
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	2069 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$		O.K.
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	760 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$		O.K.
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	103 kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$		O.K.

Tabella 57: Muro H 4.0 m - Verifica dei tubi di armatura

10.9.2 Micropali di fondazione - analisi di capacità portante

L'analisi di capacità portante dei micropali viene svolta utilizzando un valore dell'aderenza limite ($\alpha \times \tau$) pari a 180 kPa (nell'ipotesi di iniezioni tipo I.G.U. a pressione uniforme) e prendendo a riferimento i coefficienti parziali ai sensi della Normativa vigente – par. 6.4.3 – Fondazioni su pali (N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008) - cfr. la Tabella 8.

In questa fase progettuale e trattandosi di una soluzione progettuale tipologica, la resistenza caratteristica viene determinata a partire dai risultati di prove in sito, considerando la presenza di un'unica verticale di indagine.

Il micropalo di lunghezza totale 15 m, con 10 m di bulbo di fondazione, garantisce una portata in grado di soddisfare le verifiche di capacità portante - cfr. la Tabella seguente.

	A2-M1			A1-M1			
	COMPR	TRAZ	BASE	COMPR	TRAZ	BASE	
γ_R	1.15	1.25	1.35	1.00	1.00	1.00	
ξ_3	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	
RISULTATI GROUP				AZIONI DI VERIFICA			
	A2-M1			A1-M1			
	A2-M1	SISMA	URTO		A2-M1	A1-M1	
Nmax COMPR	403	439		439			
Nmin TRAZ	228	264		264			
DATI MICROPALI							
portata base	12500	kPa					
diam perf.	220	mm		phi'	26	(°)	
Lmicr compr	7	m	I.G.U.	gamma	26	kN/m3	
Lmicr traz	7	m	I.G.U.				
τ lim	180	kPa					
Lmicr libera compr	3.5	m					
Lmicr libera traz	3.5	m					
RESISTENZA				ESITO VERIFICA			
Singoli micropali	672	kN		A2	Nmax compr	439	O.K.
	427	kN			Nmax traz	264	O.K.
	814	kN		A1	Nmax compr		O.K.
	534	kN			Nmax traz		O.K.

Tabella 58: Muro H 4.0 m - Verifica di capacità portante dei micropali

11. MURO SU PALI MS05

L'analisi della palificata viene eseguita con l'ausilio del programma GROUP Versione 6.0 Ensoft Inc.

E' stata considerata una lunghezza di riferimento del modello pari a 12.50 m.

Nel modello di GROUP si sono utilizzati i seguenti parametri (valori caratteristici):

Materiale da rilevato (da intradosso plinto a 20.0 m di profondità)

- peso di volume naturale $\gamma_n = 19.5 \text{ N/m}^3$
- coesione $c = 0.0 \text{ kPa}$
- angolo d'attrito $\phi = 35^\circ$
- gradiente del modulo di reazione orizzontale $k_h = 15000 \text{ kN/m}^3$

Substrato FAN (a profondità > 20.0 m)

- peso di volume naturale $\gamma_n = 26 \text{ N/m}^3$
- coesione $c = 80.0 \text{ kPa}$
- angolo d'attrito efficace $\phi = 42^\circ$
- gradiente del modulo di reazione orizzontale $k_h = 35000 \text{ kN/m}^3$

La falda è stata posta a 13.5 da piano campagna.

L'analisi di stabilità generale di questo tipo di opera – muro di sostegno su micropali – si omette, in quanto si considera non realistico il corrispondente meccanismo di rottura, vista la presenza dei micropali.

11.1 DATI DI INPUT

La geometria del muro ed i parametri di input sono richiamati nella Figura seguente:

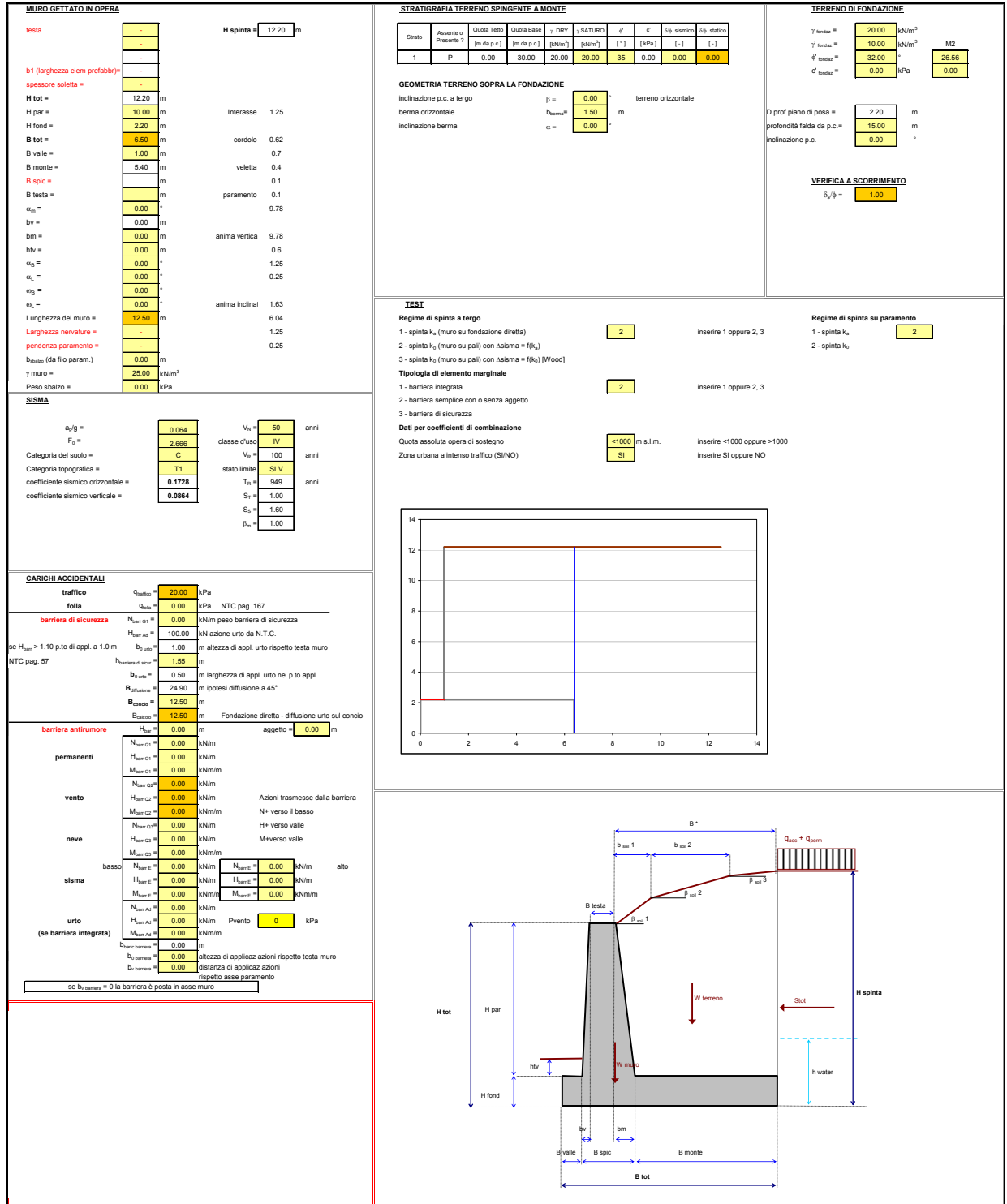


Figura 21: Dati di input muro di sostegno prefabbricato su pali

11.2 AZIONI DI PROGETTO

Alla luce dei criteri precedentemente esposti, le azioni di progetto risultanti nelle varie combinazioni di carico ad intradosso plinto sono le seguenti:

A1-M1			
	N	H	Mg
traffico dominante	17284.73	12264.58	-44110.49
traffico dominante	24082.65	12264.58	-44110.49
sisma basso +	18778.13	13542.21	-56943.43
sisma basso +	18993.13	13542.21	-56943.43
sisma alto -	15791.33	12726.83	-53263.24
sisma alto -	16006.33	12726.83	-53263.24
urto	17284.73	8293.729	-27683.7
urto	17499.73	8293.729	-27683.7

Tabella 59: Muro su pali - Combinazioni A1-M1 - Azioni di progetto

A2-M1			
	N	Mg	H
traffico dominante	17284.73	11539.73	-43563.96
traffico dominante	18682.23	11539.73	-43563.96
sisma basso +	18778.13	15554.31	-65988.71
sisma basso +	18993.13	15554.31	-65988.71
sisma alto -	15791.33	14521.36	-60981.39
sisma alto -	16006.33	14521.36	-60981.39
urto	17284.73	9924.367	-34420.23
urto	17499.73	9924.367	-34420.23

Tabella 60: Muro su pali - Combinazioni A2-M1 - Azioni di progetto

SLE			
	N	Mg	H
SLE rara	18534.73	-33559.91	8909.05
SLE frequente	18534.73	-29196.43	8193.73
SLE q. permanente	18534.73	-29196.43	8193.73

Tabella 61: Muro su pali - Combinazioni SLE - Azioni di progetto

essendo:

N = azione assiale

H = azione orizzontale (nella direzione della spinta delle terre)

M_g = momento rispetto al baricentro del plinto (negativo se ribaltante)

Queste azioni sono riferite ad una lunghezza in senso longitudinale della fondazione di 2.50 m, pari a quella del pannello prefabbricato (lunghezza che viene considerata nel modello di GROUP).

11.3 RISULTATI OTTENUTI

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni agenti sui pali, sono sintetizzati nelle Tabelle seguenti:

AZIONE ASSIALE (kN)								
Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22	A1urto1	A1urto2
1	-1690	-1570	-3050	-3030	-2950	-2930	-1090	-1070
2	-1690	-1570	-3050	-3040	-2950	-2930	-1090	-1070
3	-1690	-1570	-3050	-3040	-2950	-2930	-1090	-1070
4	-1690	-1570	-3050	-3040	-2950	-2940	-1090	-1070
5	4800	4920	6330	6350	5740	5760	4230	4250
6	4800	4920	6330	6350	5740	5760	4230	4250
7	4800	4920	6330	6350	5740	5760	4230	4250
8	4800	4920	6330	6350	5740	5760	4230	4250
9	1620	1760	1890	1910	1550	1570	1570	1590
10	1620	1760	1890	1920	1550	1570	1570	1590
11	1620	1760	1890	1920	1550	1570	1570	1590

Tabella 62: Muro su pali - Azione assiale massima – A2-M1

AZIONE ASSIALE (kN)								
Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22	A1urto1	A1urto2
1	-1790	-1200	-2400	-2380	-2400	-2380	-609	-590
2	-1790	-1200	-2400	-2380	-2400	-2380	-609	-590
3	-1790	-1200	-2400	-2380	-2400	-2380	-610	-590
4	-1790	-1200	-2400	-2380	-2400	-2380	-610	-590
5	4900	5470	5710	5730	5220	5240	3740	3760
6	4900	5470	5710	5730	5220	5230	3740	3760
7	4890	5470	5710	5730	5220	5230	3740	3760
8	4890	5470	5710	5730	5220	5230	3740	3760
9	1620	2330	1840	1860	1510	1530	1590	1610
10	1620	2330	1840	1860	1510	1530	1590	1610
11	1620	2340	1840	1860	1510	1530	1590	1610

Tabella 63: Muro su pali - Azione assiale massima - A1-M1

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)								
Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22	A1urto1	A1urto2
1	2050.3922	2040.3902	2140.4	2140.4	2020.38	2020.38	1440.28	1440.28
2	1510.3671	1500.3652	1540.38	1540.38	1470.36	1470.36	1070.26	1070.26
3	1470.3771	1460.3752	1500.39	1500.39	1420.37	1420.37	1040.27	1040.27
4	1900.4231	1880.4234	1970.43	1970.43	1870.41	1870.41	1330.3	1330.3
5	2730.2427	2710.2418	2880.25	2880.24	2730.23	2730.23	1890.17	1890.17
6	2360.2363	2350.2345	2480.24	2480.24	2350.23	2350.23	1640.17	1650.17
7	2300.2425	2290.2407	2420.25	2420.25	2290.23	2290.23	1600.17	1600.17
8	2530.2618	2520.26	2690.26	2690.26	2540.25	2540.25	1760.19	1760.19
9	1640.0064	1630.0064	1690.01	1690.01	1600.01	1600.01	1160	1160
10	1590.0061	1580.0061	1630.01	1630.01	1550.01	1550.01	1120	1120
11	1100.001	1100.001	1250	1250	1170	1170	725.001	725.001

Tabella 64: Muro su pali - Momento flettente massimo- A1-M1

AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)

Palo	A1traffico1	A1traffico2	A1sis11	A1sis12	A1sis21	A1sis22	A1urto1	A1urto2
1	1170.1178	1170.1149	1290.11	1290.11	1210.11	1210.11	795.086	795.086
2	832.0924	831.09102	912.09	912.09	858.085	858.085	565.068	565.068
3	816.09421	815.09281	896.091	896.091	842.087	842.087	553.069	553.069
4	1110.1241	1110.1211	1230.12	1230.12	1150.11	1150.11	749.091	749.091
5	1640.084	1640.083	1810.08	1810.08	1700.08	1700.08	1110.06	1110.06
6	1390.0756	1390.0746	1530.07	1530.07	1440.07	1440.07	941.055	942.055
7	1360.0773	1370.0757	1510.07	1510.07	1420.07	1420.07	923.056	923.056
8	1550.0889	1550.0878	1720.09	1720.09	1620.08	1620.08	1050.07	1050.07
9	924.00175	923.00174	1020	1020	955.002	955.002	627.001	627.001
10	878.00163	877.00161	963.002	963.002	906.002	906.002	596.001	596.001
11	582.00055	583.00054	663.001	663.001	621	621	385	385

Tabella 65: Muro su pali - Azione di taglio massima- A1-M1

AZIONE ASSIALE (kN)

Palo	SLErara	SLEfreq	SLEqp
1	-831	-552	-552
2	-831	-552	-552
3	-831	-552	-552
4	-831	-552	-552
5	4170	3890	3890
6	4170	3890	3890
7	4170	3890	3890
8	4170	3890	3890
9	1730	1730	1730
10	1730	1730	1730
11	1730	1730	1730

Tabella 66: Muro su pali - Azione assiale massima - SLE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)			
Palo	SLErara	SLEfreq	SLEqp
1	1300	1220	1220
2	986	924	924
3	986	924	924
4	1300	1220	1220
5	1730	1610	1610
6	1540	1430	1430
7	1540	1430	1430
8	1730	1610	1610
9	1110	1040	1040
10	1050	981	981
11	1110	1040	1040

Tabella 67: Muro su pali - Momento flettente massimo- SLE

Le sollecitazioni dimensionanti per la capacità portante risultano:

Sollecitazione	Combinazione	
	GEO STAT	GEO SIS
Nmax	4920	6350
Nmin	-1690	-3050

Tabella 68: Muro su pali - Sollecitazioni massime SLU-GEO

Per le verifiche strutturali si ha:

Sollecitazione	Combinazione				
	SLU		SLE RARA		SLE Q. PERM / FREQ.
Nmax	5730		4170		3890
Nmin		-2400		-831	-552
Mmax	2880	1870	1730	1300	1610
Tmax	1810				

Tabella 69: Muro su pali - Sollecitazioni massime SLU-STR e SLE

11.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

11.4.1 Dimensionamento strutturale

L'armatura prevista, in grado di soddisfare le verifiche richieste, è la seguente:

- armatura longitudinale n° 50 ϕ 26 (ferri accoppiati)
- spirale ϕ 12 passo 10

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: palo sezione

(Percorso File: E:\DISCO A\Partizione NTFS\110013 FONTANABUONA\Muri prefabbricati su pali e micropali\Muro Svincolo A12 su pali\Dimensionamento\palo sezione.sez)

Descrizione Sezione: Muro su pali Svincolo A12

Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi

Normativa di riferimento: N.T.C.

Tipologia sezione: Sezione predefinita

Forma della sezione: Circolare

Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

Condizioni Ambientali: Poco aggressive

Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

Posizione sezione nell'asta: In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35

Resis. compr. di calcolo fcd : 158.60 daN/cm²

Resis. compr. ridotta fcd': 79.30 daN/cm²

Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020

Def.unit. ultima ecu : 0.0035

Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo

Modulo Elastico Normale Ec : 323080 daN/cm²

Coeff. di Poisson : 0.20

Resis. media a trazione fctm: 28.80 daN/cm²

Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0

Combinazioni Rare in Esercizio

Sc Limite : 168.00 daN/cm²

Apert.Fess.Limite : Non prevista

Combinazioni Frequenti in Esercizio

Sc Limite : 168.00 daN/cm²

Apert.Fess.Limite : 0.400 mm

Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio

Sc Limite : 126.00 daN/cm²

Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C**

Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²

Resist. caratt. rottura ftk: 4582.0 daN/cm²

Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²

Resist. ultima di calcolo ftd: 3985.0 daN/cm²

Deform. ultima di calcolo Epu: 0.010

Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²

Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00 daN/cm²

Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50 daN/cm²

Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 120.0 cm

Barre circonfer.: 50Ø26 (265.5 cm²)

Copriferro (dal baric. barre): 8.6 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)

Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione

Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
---------	---	----	----	----

1	573000	288000	181000	0
---	--------	--------	--------	---

2 -240000 187000 181000 0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)

Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
---------	---	----

1	417000	173000
---	--------	--------

2	-83100	130000
---	--------	--------

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)

Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
---------	---	----

1	389000	161000
2	-55200	122000

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

- N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
- Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
- My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
---------	---	----

1	389000	161000
2	-55200	122000

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm

Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.9 cm

Copriferro netto minimo staffe: 6.1 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

- Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
- N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
- Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
- N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
- Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
- Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
- Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
- Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
- x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
- C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
- Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 265.5 cm²

N.Comb. Ver N Mx N ult Mx ult Mis.Sic. Yneutro x/d C.Rid.

1	S	573000	288000	573030	520723	1.808	3.8
2	S	-240000	187000	-240009	361390	1.933	32.1

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione

ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace

Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)

Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)

ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)

Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb. ec max ec 3/7 Yc max ef min Yf min ef max Yf max

1	0.00350	0.00030	60.0	0.00296	51.4	-0.00343	-51.4
---	---------	---------	------	---------	------	----------	-------

2	0.00334	-0.00282	60.0	0.00231	51.4	-0.01000	-51.4
---	---------	----------	------	---------	------	----------	-------

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm

Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

N.Bracci staffe: 2

Area staffe/m : 22.6 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm²/m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata

Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)

Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N.Comb. Ver Vsdu Vrd Vcd Vwd bw Teta Acw Afst

1	S	181000	112658	318616	185682	111.1	21.80	1.250	22.0
2	S	181000	0	238294	193579	99.6	21.80	1.000	21.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre

Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)

Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb. Ver Sc max Yc max Sc min Yc min Sf min Yf min Dw Eff. Ac eff. Af eff. Dbarre

1	S	104.2	-60.0	0.0	-60.0	-766	51.4	26.8	2249	69.0	0.0
2	S	66.1	-60.0	0.0	-60.0	-1996	51.4	26.8	3287	100.9	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

ScI_max Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]

ScI_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]

Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²]

K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)

Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2

Eps Deformazione unitaria media tra le fessure

Srm Distanza media in mm tra le fessure

Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb. Ver ScI_max ScI_min Sc Eff K3 Beta12 Eps Srm Ap.Fess.

1	S	94.5	-40.0	-9.9	0.156	1.0	0.000184	212	0.066
---	---	------	-------	------	-------	-----	----------	-----	-------

2 S 45.1 -56.0 -33.4 0.200 1.0 0.000734 227 0.282

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb. Ver Sc max Yc max Sc min Yc min Sf min Yf min Dw Eff. Ac eff. Af eff. Dbarre

1 S 97.0 -60.0 0.0 -60.0 -711 51.4 26.8 2249 69.0 0.0

2 S 63.2 -60.0 0.0 -60.0 -1777 51.4 26.8 3287 100.9 0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1 S 88.0 -37.1 -9.2 0.156 0.5 0.000249 212 0.089

2 S 43.8 -51.0 -29.8 0.198 0.5 0.000747 226 0.287

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb. Ver Sc max Yc max Sc min Yc min Sf min Yf min Dw Eff. Ac eff. Af eff. Dbarre

1 S 97.0 -60.0 0.0 -60.0 -711 51.4 26.8 2249 69.0 0.0

2 S 63.2 -60.0 0.0 -60.0 -1777 51.4 26.8 3287 100.9 0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1 S 88.0 -37.1 -9.2 0.156 0.5 0.000249 212 0.089

2 S 43.8 -51.0 -29.8 0.198 0.5 0.000747 226 0.287

11.4.2 Analisi di capacità portante

Facendo riferimento alle azioni assiali sui pali di cui alle Tabelle precedenti, la capacità portante assiale dei pali di lunghezza 22 m è verificata, come visibile dal diagramma riportato nella Figura seguente.

Infatti per lunghezza pari a 22 m, la portata dei pali risulta:

- $R_d - R2 = 6433 \text{ kN} > 4920 \text{ kN}$
- $R_d - R3 = 8103 \text{ kN} > 6350 \text{ kN}$

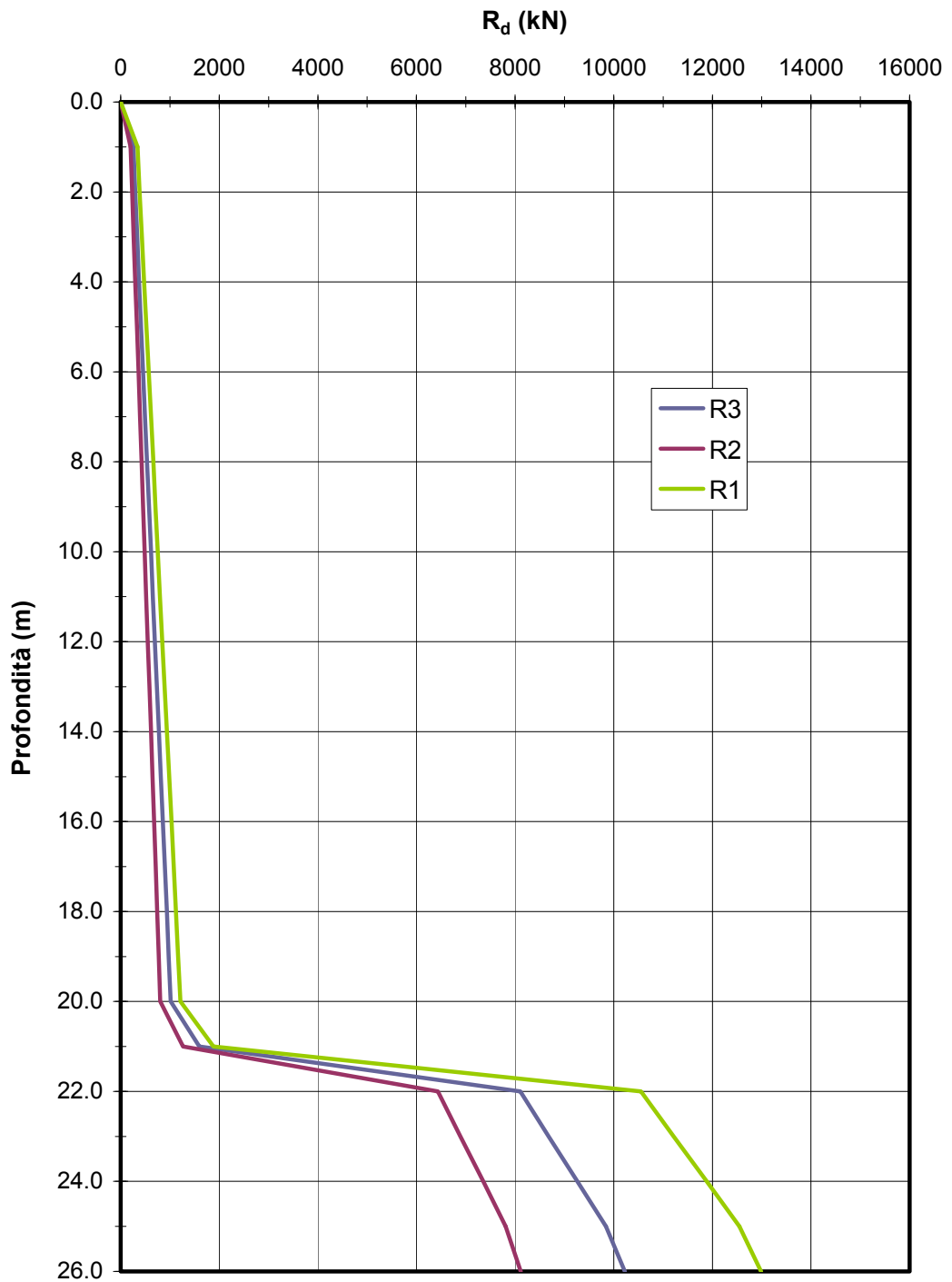


Figura 22: Curva di capacità portante pali Diam. 1200

12. OPERE PROVVISORIALI

Per quanto riguarda il dimensionamento delle opere provvisorie si fa rimando alla trattazione riportata nelle Relazione APE 0133 con riferimento alla berlinese provvisoria di imbocco della galleria Fontanabuona lato Rapallo, la quale si trova in condizioni stratigrafiche e geotecniche / geomeccaniche rappresentative dei siti dei muri in esame.

13. RACCOMANDAZIONI PER LE FASI ESECUTIVE

Prima di procedere alla costruzione dei micropali di fondazione, dovranno essere realizzati dei micropali di prova, al fine di mettere a punto le modalità esecutive più idonee e di ottenere un riscontro sul campo delle previsioni progettuali in termini di portata. Le lunghezze dei micropali andranno confermate / adeguate alla luce dei risultati di tali prove.