



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 IN C.A. 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 | 0303 | — | — | — | | | |

| | | | |
|---|--|---|-------------------------------------|
|  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 GETTATI IN OPERA SU FONDAZIONE PROFONDA
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI**

INDICE

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 1. | INTRODUZIONE | 5 |
| 2. | DOCUMENTI DI RIFERIMENTO | 6 |
| 2.1 | NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 6 |
| 2.2 | DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO..... | 6 |
| 2.3 | BIBLIOGRAFIA..... | 7 |
| 2.4 | SOFTWARE DI CALCOLO | 8 |
| 3. | MATERIALI | 9 |
| 4. | DESCRIZIONE DELLE OPERE E IPOTESI DI CALCOLO | 10 |
| 4.1 | DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEFINIZIONE DELLE SEZIONI-TIPO CONSIDERATE | 10 |
| 5. | CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE..... | 14 |
| 5.1 | VERIFICHE DI SICUREZZA STATICHE..... | 18 |
| 5.1.1 | <i>Stati limite ultimi (SLU)</i> | 18 |
| 5.1.2 | <i>Stati limite di esercizio (SLE)</i> | 20 |
| 5.2 | VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO..... | 21 |
| 5.2.1 | <i>Stati limite di riferimento</i> | 21 |
| 5.2.2 | <i>Stati limite ultimi (SLU)</i> | 24 |
| 5.2.3 | <i>Stati limite di esercizio (SLE)</i> | 25 |
| 6. | CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEI MICROPALI..... | 27 |
| 7. | AZIONE SISMICA DI PROGETTO | 31 |
| 7.1 | DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO..... | 31 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 7.2 | VITA UTILE DELL'OPERA E PERIODO DI RIFERIMENTO | 32 |
| 7.3 | PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA T_R | 32 |
| 7.4 | PARAMETRI RELATIVI AL SITO DI RIFERIMENTO RIGIDO ORIZZONTALE | 33 |
| 7.5 | DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO | 35 |
| 7.6 | ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SITO | 35 |
| 7.7 | COMPONENTI DELL'ACCELERAZIONE EQUIVALENTE | 37 |
| 7.8 | CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI PER LA VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE | 37 |
| 7.9 | CALCOLO DEI COEFFICIENTI SISMICI PER LA VERIFICA DI STABILITÀ DELL'OPERA | 39 |
| 7.10 | CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI SPINTA IN CONDIZIONI SISMICHE | 41 |
| 8. | CRITERI DI DETERMINAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO | 42 |
| 9. | MURI SU MICROPALI | 47 |
| 9.1 | GENERALITÀ | 47 |
| 9.2 | MURO MS26 | 48 |
| 9.2.1 | <i>Dati di input</i> | 48 |
| 9.2.2 | <i>Azioni di progetto</i> | 50 |
| 9.2.3 | <i>Risultati ottenuti</i> | 51 |
| 9.3 | VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI | 56 |
| 9.3.1 | <i>Micropali di fondazione - dimensionamento del tubo di armatura</i> | 56 |
| 9.3.2 | <i>Micropali di fondazione - Analisi di capacità portante</i> | 57 |
| 9.4 | MS17 | 59 |
| 9.4.1 | <i>Dati di input</i> | 59 |
| 9.4.2 | <i>Azioni di progetto</i> | 61 |

| | | |
|------------|---|-----------|
| 9.4.3 | <i>Risultati ottenuti</i> | 62 |
| 9.5 | VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI | 64 |
| 9.5.1 | <i>Micropali di fondazione - dimensionamento del tubo di armatura</i> | 64 |
| 9.5.2 | <i>Micropali di fondazione - analisi di capacità portante</i> | 65 |
| 10. | RACCOMANDAZIONI PER LE FASI ESECUTIVE | 67 |

1. INTRODUZIONE

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

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

- Ms17
- Ms26

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 MS17
- [25] Tavole di Progetto Muro su Micropali MS26

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [26] Bustamante M. et Doix B., "Une méthode pour le calcul des tirants et des *micropieux injectés*", Bulletin liaison LCPC, Nov. - Dec. 1985.
- [27] Caquot A., Kerisel J. [1948] "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" Gautiers-Villars, Paris.
- [28] Lancellotta R. (2007), "Lower Bound approach for seismic passive earth resistance", Geotechnique, Technical Note, 57, 1-3.
- [29] Mueller-Breslau (1906), "Erddruck anf Stuetzmannern" Kroener.

- [30] Mononobe N. (1929) "Earthquake-proof construction of masonry dams", Proc. of World Engineering Conference, vol.9, p.275.
- [31] NAVFAC (1982), "Foundations and earth Structures. Design manual 7.2". Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
- [32] 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.
- [33] Taylor, D.W. (1948). *Fundamental of soil mechanics*. John Wiley, New York

2.4 SOFTWARE DI CALCOLO

- [34] GROUP 6.0 - Ensoft
- [35] SLOPE\W – GeoSlope (www.geo-slope.com)
- [36] Ministero LLPP - Foglio elettronico "Spettri-NTC ver. 1.0.3.xls"
(<http://www.cslp.it>)
- [37] 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 Sezioni-tipo delle due opere considerate:

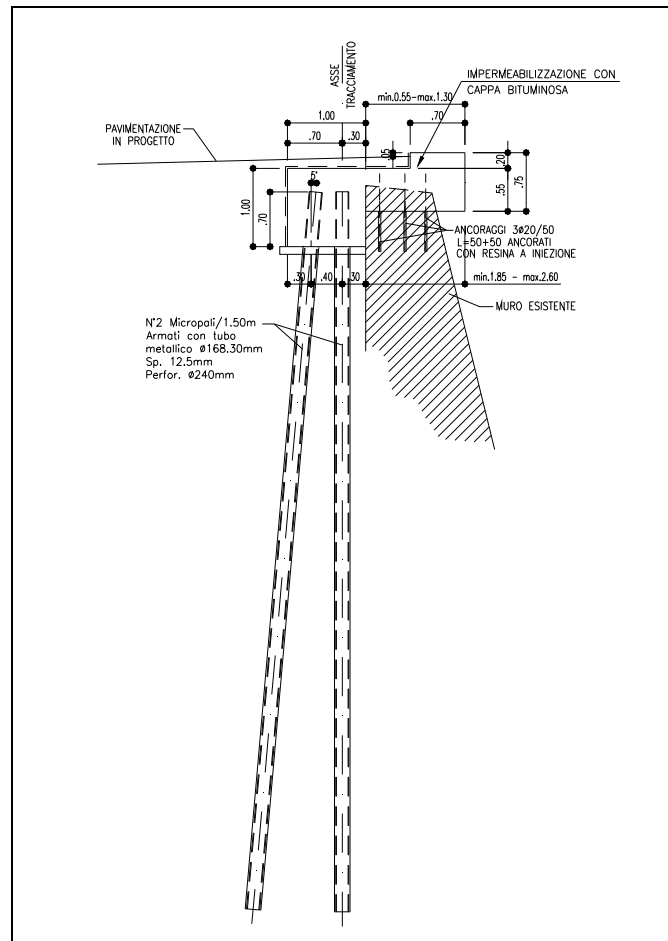


Figura 1: Sezione-tipo Muro MS17

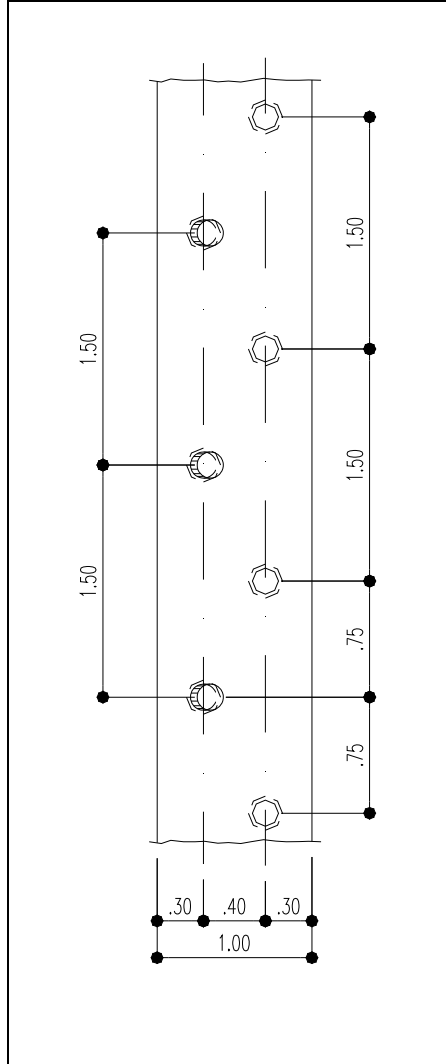


Figura 2: Pianta disposizione micropali Muro MS17

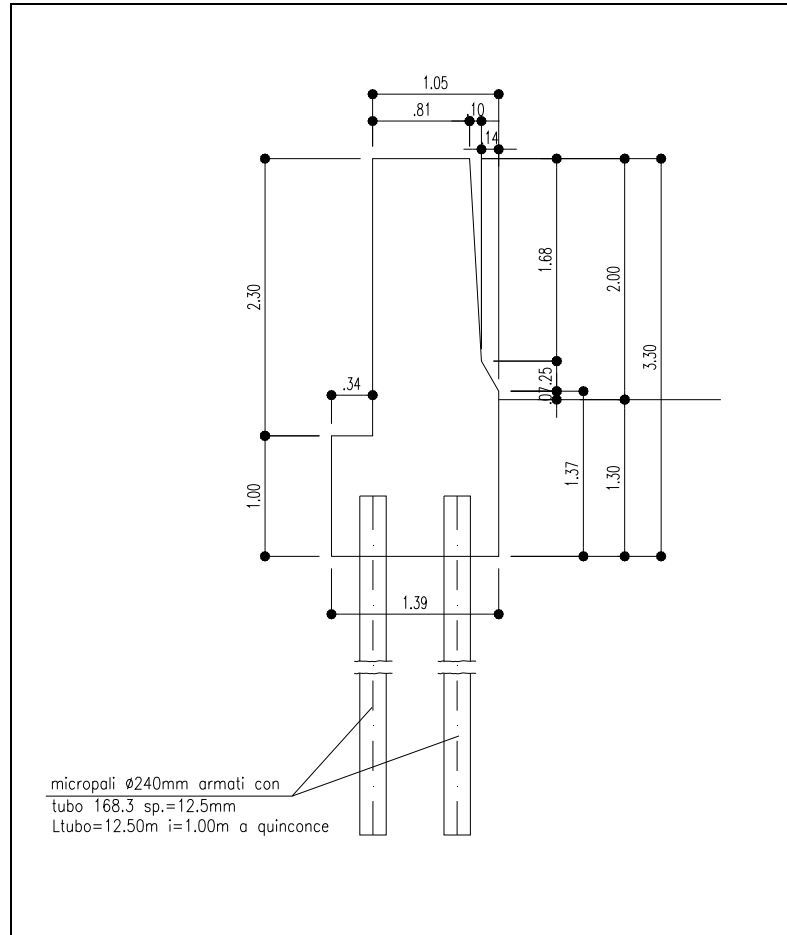


Figura 3: Sezione-tipo Muro MS26

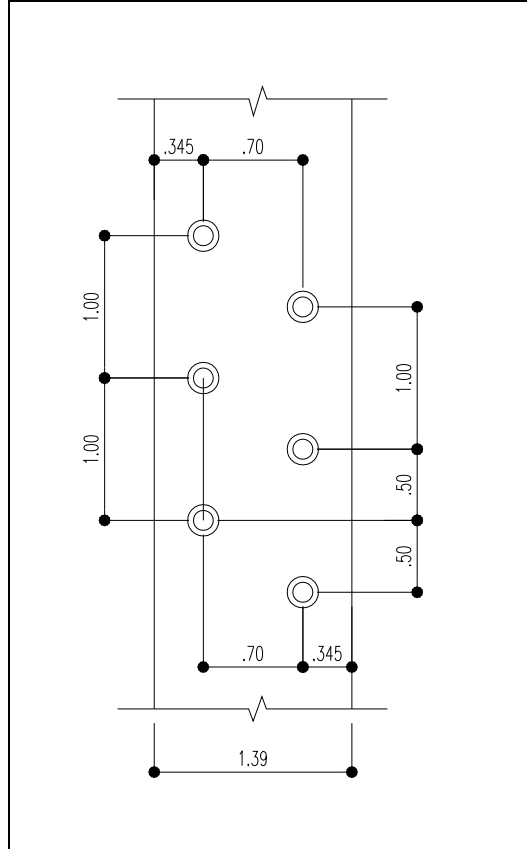


Figura 4: Pianta disposizione micropali Muro MS26m

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 1**. 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 gettati in opera su fondazione profonda - Relazione di calcolo fondazioni |
|---|--|

Tabella 1: 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 2: 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 |

Tabella 3: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2) - (Tab. 6.8.I, Doc. Rif. [1])

| Coefficiente parziale | (R2) |
|-----------------------|------|
| γ_R | 1.1 |

Tabella 4: 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 5: 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 cinematismi 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 1**, **Tabella 2**, Tabella 4 e Tabella 5.

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 rigidezza 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 6 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 gettati in opera su fondazione profonda - Relazione di calcolo fondazioni |
|--|-------------------------------|--|

**Tabella 6: 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 6). 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 spiccatto 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 5** 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 6**, **Figura 7**, **Figura 8** e **Figura 9**, 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 5: Valori di α in funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione (semplice o ripetuta)

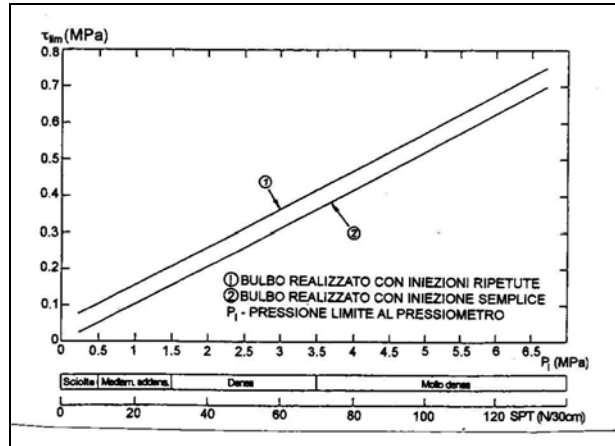


Figura 6: Diagramma per il calcolo del valore di τ_{lim} per sabbie e ghiaie

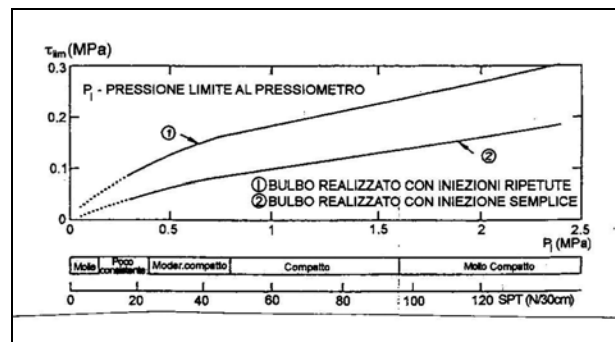


Figura 7: Diagramma per il calcolo del valore di τ_{lim} per argille e limi

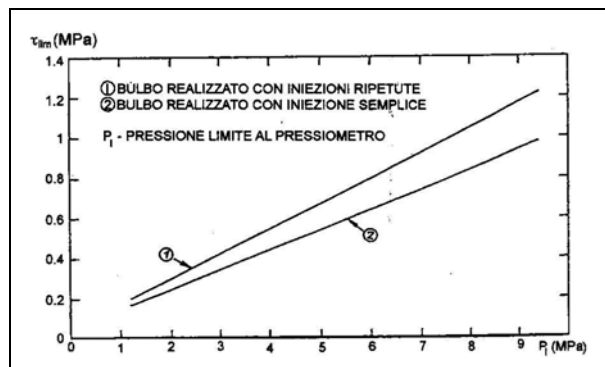


Figura 8: Diagramma per il calcolo del valore di τ_{lim} per arenarie, marne, e marne calcaree

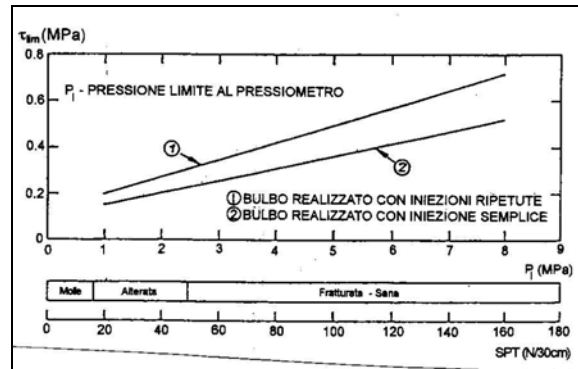


Figura 9: Diagramma per il calcolo del valore di τ_{lim} per roccia alterata e fratturata

7. 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.

7.1 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.

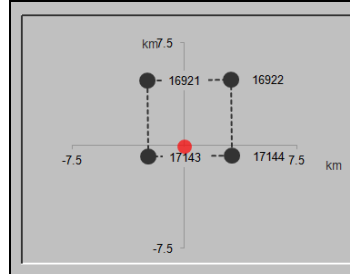


Figura 10: Punti della griglia di nodi prefissati nell'intorno del interesse sito di progetto (tratto da Spettri di risposta – V. 1.0.3.xls)

7.2 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:

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

7.3 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 7 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 7: Valori delle probabilità di superamento PVR e dei periodi di ritorno T_R al variare dello Stato Limite considerato.

7.4 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 7, si ottiene la seguente accelerazione massima attesa su suolo rigido:

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

Tabella 8: 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

7.5 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**.

7.6 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

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

$$1 \leq S_s \leq 1.5$$

(vedi par. 3.2.3.2.1 e Tabella 3.2.V del Doc. Rif. [1]), ed F_0 come da Tabella 8.

In

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


Tabella 9 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 9: 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 gettati in opera su fondazione profonda - Relazione di calcolo fondazioni</p> |
|---|---|

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

Tabella 10: Valori di accelerazione massima attesa al sito

7.7 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]).

7.8 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 gettati in opera su fondazione profonda - Relazione di calcolo fondazioni | |

essendo:

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

(Tabella 11)

| | 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 11: 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 12).

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

Tabella 12: Valori dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale

7.9 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 13) 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 gettati in opera su fondazione profonda - Relazione di calcolo fondazioni</p> |
|---|---|

Tabella 13: 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 14).

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

Tabella 14: Valori dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità dell'opera

7.10 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 14.

8. 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

Per quanto riguarda le azioni da **urto dei veicoli in svio**, si ha:

- urto: 100 kN applicati a 1.0 m dalla sede viaria (se sicurvia metallico – tipo guard-rail)
par. 3.6.3.3.2 - N.T.C. 2008

500 kN applicati a 1.25 m dalla sede viaria (se urto su elemento in cls, come nel caso del muro MS26)

par. 3.6.3.3.1 – N.T.C. 2008

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 15: 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 16: 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 17: 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 18: 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.

9. MURI SU MICROPALI

9.1 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:

- 15m per il muro mS26
- 5.25 m per il muro MS17.

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

Tratto di attraversamento del materiale da rilevato

- peso di volume naturale $\gamma_n = 20 \text{ N/m}^3$
- coesione $c = 0.0 \text{ kPa}$
- angolo d'attrito $\phi = 35^\circ$
- gradiente del modulo di reazione orizzontale $k_h = 30000 \text{ kN/m}^3$

Terreno in sito (strato di alterazione del substrato)

- 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.

9.2 MURO MS26

9.2.1 Dati di input

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

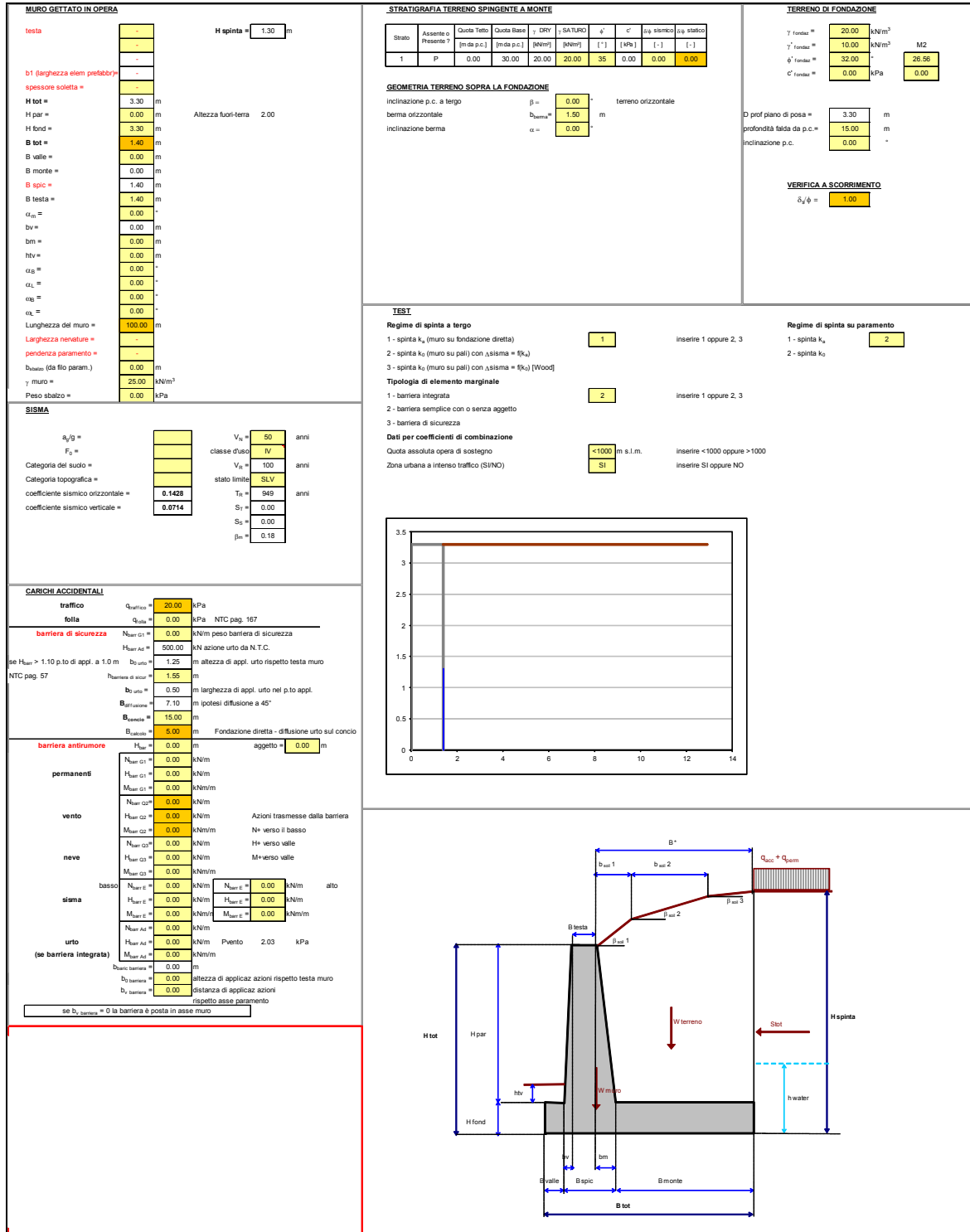


Figura 11: Dati di input muro di sostegno prefabbricato - MS26

9.2.2 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 | H | Mg |
| traffico dominante | 1732.50 | 302.64 | -233.46 |
| urto | 1732.50 | 1589.83 | -3863.93 |

Tabella 19: Muro MS26 - Combinazioni A1-M1 - Azioni di progetto

| A2-M1 | | | |
|--------------------|---------|---------|----------|
| | N | H | Mg |
| traffico dominante | 1732.50 | 308.69 | -222.44 |
| urto | 1732.50 | 1613.85 | -3874.34 |

Tabella 20: Muro MS26 - 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).

9.2.3 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 | A2traffico2 | A2urto |
| 1 | 18.5 | -432 |
| 2 | 18.5 | -432 |
| 3 | 18.5 | -432 |
| 4 | 18.5 | -432 |
| 5 | 18.5 | -432 |
| 6 | 18.5 | -432 |
| 7 | 18.5 | -432 |
| 8 | 18.5 | -432 |
| 9 | 18.5 | -432 |
| 10 | 18.5 | -432 |
| 11 | 18.5 | -432 |
| 12 | 18.5 | -432 |
| 13 | 18.5 | -432 |
| 14 | 18.5 | -432 |
| 15 | 18.5 | -432 |
| 16 | 97 | 547 |
| 17 | 97 | 547 |
| 18 | 97 | 547 |
| 19 | 97 | 547 |
| 20 | 97 | 547 |
| 21 | 97 | 547 |
| 22 | 97 | 547 |
| 23 | 97 | 547 |
| 24 | 97 | 547 |
| 25 | 97 | 547 |
| 26 | 97 | 547 |
| 27 | 97 | 547 |
| 28 | 97 | 547 |
| 29 | 97 | 547 |
| 30 | 97 | 547 |

Tabella 21: Muro MS26 - Azione assiale massima – A2-M1

| AZIONE ASSIALE (kN) | | |
|---------------------|-------------|--------|
| Palo | A1traffico2 | A1urto |
| 1 | 17.8 | -429 |
| 2 | 17.8 | -429 |
| 3 | 17.8 | -429 |
| 4 | 17.8 | -429 |
| 5 | 17.8 | -429 |
| 6 | 17.8 | -429 |
| 7 | 17.8 | -429 |
| 8 | 17.8 | -429 |
| 9 | 17.8 | -429 |
| 10 | 17.8 | -429 |
| 11 | 17.8 | -429 |
| 12 | 17.8 | -429 |
| 13 | 17.8 | -429 |
| 14 | 17.8 | -429 |
| 15 | 17.8 | -429 |
| 16 | 97.7 | 544 |
| 17 | 97.7 | 544 |
| 18 | 97.7 | 544 |
| 19 | 97.7 | 544 |
| 20 | 97.7 | 544 |
| 21 | 97.7 | 544 |
| 22 | 97.7 | 544 |
| 23 | 97.7 | 544 |
| 24 | 97.7 | 544 |
| 25 | 97.7 | 544 |
| 26 | 97.7 | 544 |
| 27 | 97.7 | 544 |
| 28 | 97.7 | 544 |
| 29 | 97.7 | 544 |
| 30 | 97.7 | 544 |

Tabella 22: Muro MS26 - Azione assiale massima - A1-M1

| MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm) | | |
|---------------------------------|-------------|--------|
| Palo | A1traffico2 | A1urto |
| 1 | 5.76 | 38.7 |
| 2 | 5.76 | 38.7 |
| 3 | 5.76 | 38.7 |
| 4 | 5.76 | 38.7 |
| 5 | 5.76 | 38.7 |
| 6 | 5.76 | 38.7 |
| 7 | 5.84 | 39.3 |
| 8 | 5.76 | 38.7 |
| 9 | 5.76 | 38.7 |
| 10 | 5.76 | 38.7 |
| 11 | 5.76 | 38.7 |
| 12 | 5.76 | 38.7 |
| 13 | 5.76 | 38.7 |
| 14 | 5.76 | 38.7 |
| 15 | 5.84 | 39.3 |
| 16 | 6.62 | 44.2 |
| 17 | 6.62 | 44.2 |
| 18 | 6.62 | 44.2 |
| 19 | 6.62 | 44.2 |
| 20 | 6.62 | 44.2 |
| 21 | 6.62 | 44.2 |
| 22 | 6.62 | 44.2 |
| 23 | 6.62 | 44.2 |
| 24 | 6.62 | 44.2 |
| 25 | 6.62 | 44.2 |
| 26 | 6.62 | 44.2 |
| 27 | 6.62 | 44.2 |
| 28 | 6.62 | 44.2 |
| 29 | 6.62 | 44.2 |
| 30 | 6.62 | 44.2 |

Tabella 23: Muro MS26- Momento flettente massimo- A1-M1

| AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN) | | | |
|-------------------------------|-------------|--------|------|
| Palo | A1traffico2 | A1urto | |
| 1 | 9.09 | | 50.1 |
| 2 | 9.09 | | 50.1 |
| 3 | 9.09 | | 50.1 |
| 4 | 9.09 | | 50.1 |
| 5 | 9.09 | | 50.1 |
| 6 | 9.09 | | 50.1 |
| 7 | 9.29 | | 51.1 |
| 8 | 9.09 | | 50.1 |
| 9 | 9.09 | | 50.1 |
| 10 | 9.09 | | 50.1 |
| 11 | 9.09 | | 50.1 |
| 12 | 9.09 | | 50.1 |
| 13 | 9.09 | | 50.1 |
| 14 | 9.09 | | 50.1 |
| 15 | 9.29 | | 51.1 |
| 16 | 11.1 | | 55.8 |
| 17 | 11.1 | | 55.8 |
| 18 | 11.1 | | 55.8 |
| 19 | 11.1 | | 55.8 |
| 20 | 11.1 | | 55.8 |
| 21 | 11.1 | | 55.8 |
| 22 | 11.1 | | 55.8 |
| 23 | 11.1 | | 55.8 |
| 24 | 11.1 | | 55.8 |
| 25 | 11.1 | | 55.8 |
| 26 | 11.1 | | 55.8 |
| 27 | 11.1 | | 55.8 |
| 28 | 11.1 | | 55.8 |
| 29 | 11.1 | | 55.8 |
| 30 | 11.1 | | 55.8 |

Tabella 24: Muro MS26 - Azione di taglio massima- A1-M1

Le sollecitazioni dimensionanti risultano:

| Sollecitazione | Combinazione | |
|----------------|--------------|------|
| | STR | GEO |
| Nmax | 544 | 547 |
| Nmin | | -432 |
| Mmax | 44.2 | |
| Tmax | 55.8 | |

Tabella 25: Muro MS26 - Sollecitazioni massime agenti sui micropali

9.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

9.3.1 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 | |
| Acciaio | classe | S 355 - | Azione assiale | n_s | kN/m | 544.00 | |
| Coefficiente di sicurezza | γ_{Mo} | 1.05 - | Taglio | v_s | kN/m | 55.80 | |
| Tensione di snervamento | f_{yk} | 355 MPa | Momento | m_s | kNm/m | 44.20 | |
| 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 | 544.00 | |
| Momento d'inerzia | I | 1.87E-05 m ⁴ | Taglio | V_{sd} | kN | 56 | |
| Area sezione trasversale | A | 6.12E-03 m ² | Momento | M_{sd} | kNm | 44 | |
| 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 | - | 0.263 | |
| A^*_v/A | a_v | 1.000 - | Momento resistente ridotto | $M_{pl,Rd,V,N}$ | kN-m | 94 | |
| 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 26: Muro MS26- Verifica dei tubi di armatura

9.3.2 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 4.

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 | 97 | | 547 | 547 | | | |
| Nmin TRAZ | 0 | | 432 | 432 | | | |
| 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 | 4.5 | m | | | | | |
| Lmicr libera traz | 4.5 | m | | | | | |
| RESISTENZA | | | | | | | |
| Singoli micropali | 684 | kN | | A2 | Nmax compr | 547 | O.K. |
| | 439 | kN | | | Nmax traz | 432 | O.K. |
| | 828 | kN | | A1 | Nmax compr | | O.K. |
| | 549 | kN | | | Nmax traz | | O.K. |
| | ESITO VERIFICA | | | | | | |

Tabella 27: Muro MS26 - Verifica di capacità portante dei micropali

9.4 MS17

9.4.1 Dati di input

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

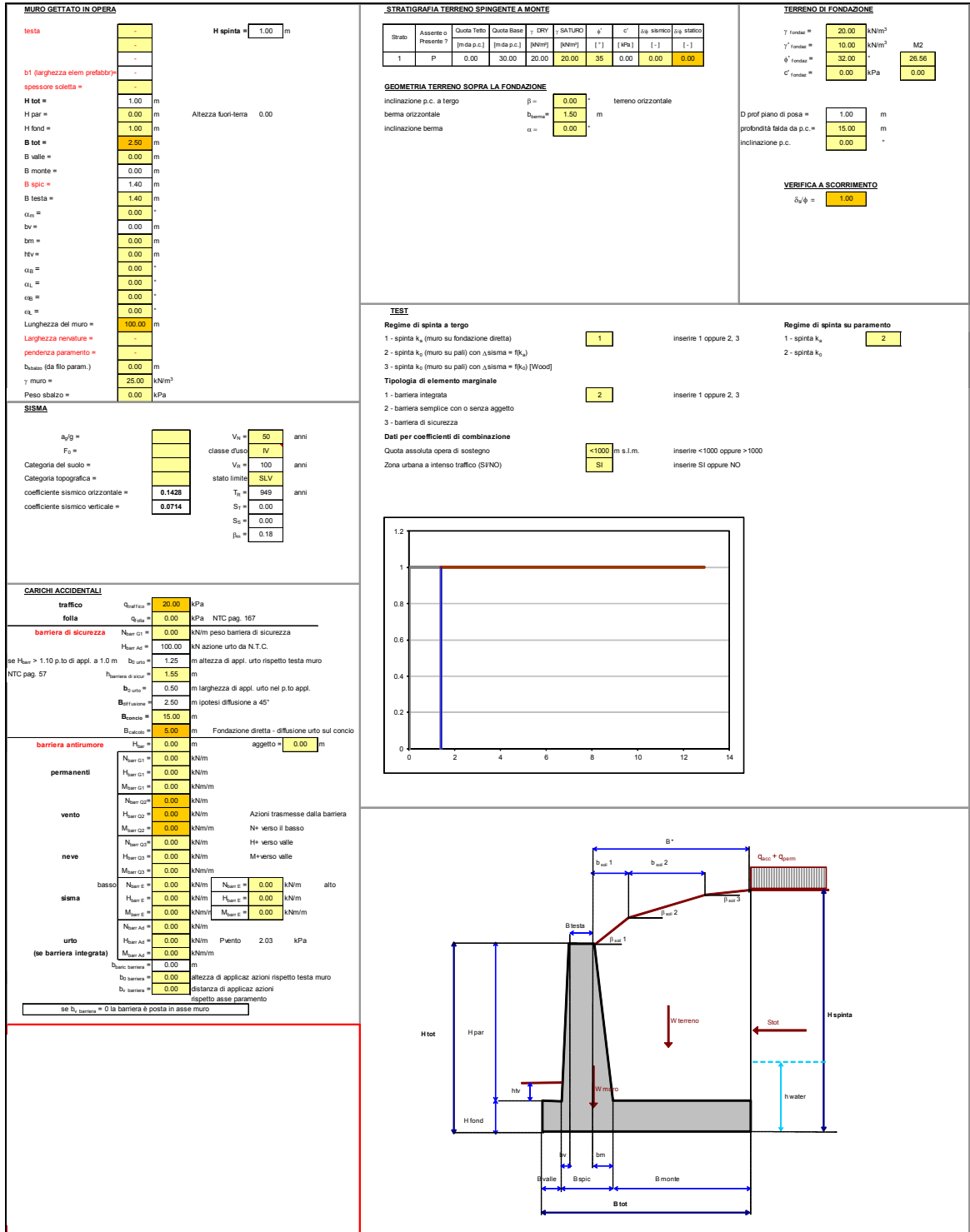


Figura 12: Dati di input muro di sostegno prefabbricato - MS17

9.4.2 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 | Mg | H |
| traffico dominante | 1243.10 | -4799.21 | 1305.45 |
| traffico dominante | 1826.03 | -4799.21 | 1305.45 |
| sisma basso + | 1331.86 | -4501.56 | 1197.51 |
| sisma basso + | 1359.86 | -4501.56 | 1197.51 |
| sisma alto - | 1154.35 | -4132.91 | 1128.60 |
| sisma alto - | 1182.35 | -4132.91 | 1128.60 |
| urto | 1243.10 | -3898.13 | 928.89 |
| urto | 1271.10 | -3898.13 | 928.89 |

Tabella 28: Muro MS17 - Combinazioni A1-M1 - Azioni di progetto

| | A2-M1 | | |
|--------------------|--------------|-----------|----------|
| | N | Mg | H |
| traffico dominante | 1243.10 | -4465.36 | 1236.24 |
| traffico dominante | 1425.10 | -4465.36 | 1236.24 |
| sisma basso + | 1331.86 | -5116.47 | 1392.99 |
| sisma basso + | 1359.86 | -5116.47 | 1392.99 |
| sisma alto - | 1154.35 | -4668.21 | 1305.61 |
| sisma alto - | 1182.35 | -4668.21 | 1305.61 |
| urto | 1243.10 | -4382.61 | 1093.84 |
| urto | 1271.10 | -4382.61 | 1093.84 |

Tabella 29: Muro MS17- 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).

9.4.3 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 | A2traffico2 | A2urto |
| 1 | -184 | -397 |
| 2 | -184 | -397 |
| 3 | -184 | -397 |
| 4 | 220 | 380 |
| 5 | 220 | 380 |
| 6 | 220 | 380 |
| 7 | 220 | 380 |

Tabella 30: Muro MS17- Azione assiale massima – A2-M1

| AZIONE ASSIALE (kN) | | |
|---------------------|-------------|--------|
| Palo | A1traffico2 | A1urto |
| 1 | -181 | -392 |
| 2 | -181 | -392 |
| 3 | -181 | -392 |
| 4 | 218 | 376 |
| 5 | 218 | 376 |
| 6 | 218 | 376 |
| 7 | 218 | 376 |

Tabella 31: Muro MS17- Azione assiale massima - A1-M1

| MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm) | | |
|---------------------------------|-------------|--------|
| Palo | A1traffico2 | A1urto |
| 1 | 3.01 | 6.31 |
| 2 | 3.01 | 6.31 |
| 3 | 3.01 | 6.31 |
| 4 | 3.16 | 7.2 |
| 5 | 3.14 | 7.09 |
| 6 | 3.14 | 7.09 |
| 7 | 3.16 | 7.2 |

Tabella 32: Muro MS17m - Momento flettente massimo- A1-M1

| AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN) | | |
|-------------------------------|-------------|--------|
| Palo | A1traffico2 | A1urto |
| 1 | 8.53 | 17.8 |
| 2 | 8.53 | 17.8 |
| 3 | 8.53 | 17.8 |
| 4 | 8.96 | 18 |
| 5 | 8.83 | 17.8 |
| 6 | 8.83 | 17.8 |
| 7 | 8.96 | 18 |

Tabella 33: Muro MS17- Azione di taglio massima- A1-M1

Le sollecitazioni dimensionanti risultano:

| Sollecitazione | Combinazione | |
|----------------|--------------|------|
| | STR | GEO |
| Nmax | 376 | 380 |
| Nmin | | -397 |
| Mmax | 7.2 | |
| Tmax | 18 | |

Tabella 34: Muro MS17- Sollecitazioni massime agenti sui micropali

9.5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

9.5.1 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 | |
| Acciaio | classe | S 355 - | Azione assiale | n_s kN/m | 376.00 | |
| Coefficiente di sicurezza | Y_{Mo} | 1.05 - | Taglio | v_s kN/m | 18.00 | |
| Tensione di snervamento | f_{yk} | 355 MPa | Momento | m_s kNm/m | 7.20 | |
| 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 | 376.00 | |
| Momento d'inerzia | I | 1.87E-05 m ⁴ | Taglio | V_{sd} kN | 18 | |
| Area sezione trasversale | A | 6.12E-03 m ² | Momento | M_{sd} kNm | 7 | |
| 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 - | 0.182 | |
| A^*_v/A | a_v | 1.000 - | Momento resistente ridotto | $M_{pl,Rd,V,N}$ kN-m | 99 | |
| 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. | |


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

Tabella 35: Muro MS17 - Verifica dei tubi di armatura

9.5.2 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 4.

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 | 220 | | 380 | | 380 | | |
| Nmin TRAZ | 184 | | 397 | | 397 | | |
| DATI MICROPALI | | | | | | | |
| portata base | 12500 | kPa | | | | | |
| diam perf. | 220 | mm | | phi' | 26 | (°) | |
| Lmicr compr | 8 | m | I.G.U. | gamma | 26 | kN/m3 | |
| Lmicr traz | 8 | m | I.G.U. | | | | |
| τ_{lim} | 180 | kPa | | | | | |
| Lmicr libera compr | 1 | m | | | | | |
| Lmicr libera traz | 1 | m | | | | | |
| RESISTENZA | | | | | | | |
| Singoli micropali | 718 | kN | | A2 | Nmax compr | 380 | O.K. |
| | 470 | kN | | | Nmax traz | 397 | O.K. |
| | 867 | kN | | A1 | Nmax compr | | O.K. |
| | 587 | kN | | | Nmax traz | | O.K. |

Tabella 36: Muro MS17- Verifica di capacità portante dei micropali

10. 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.