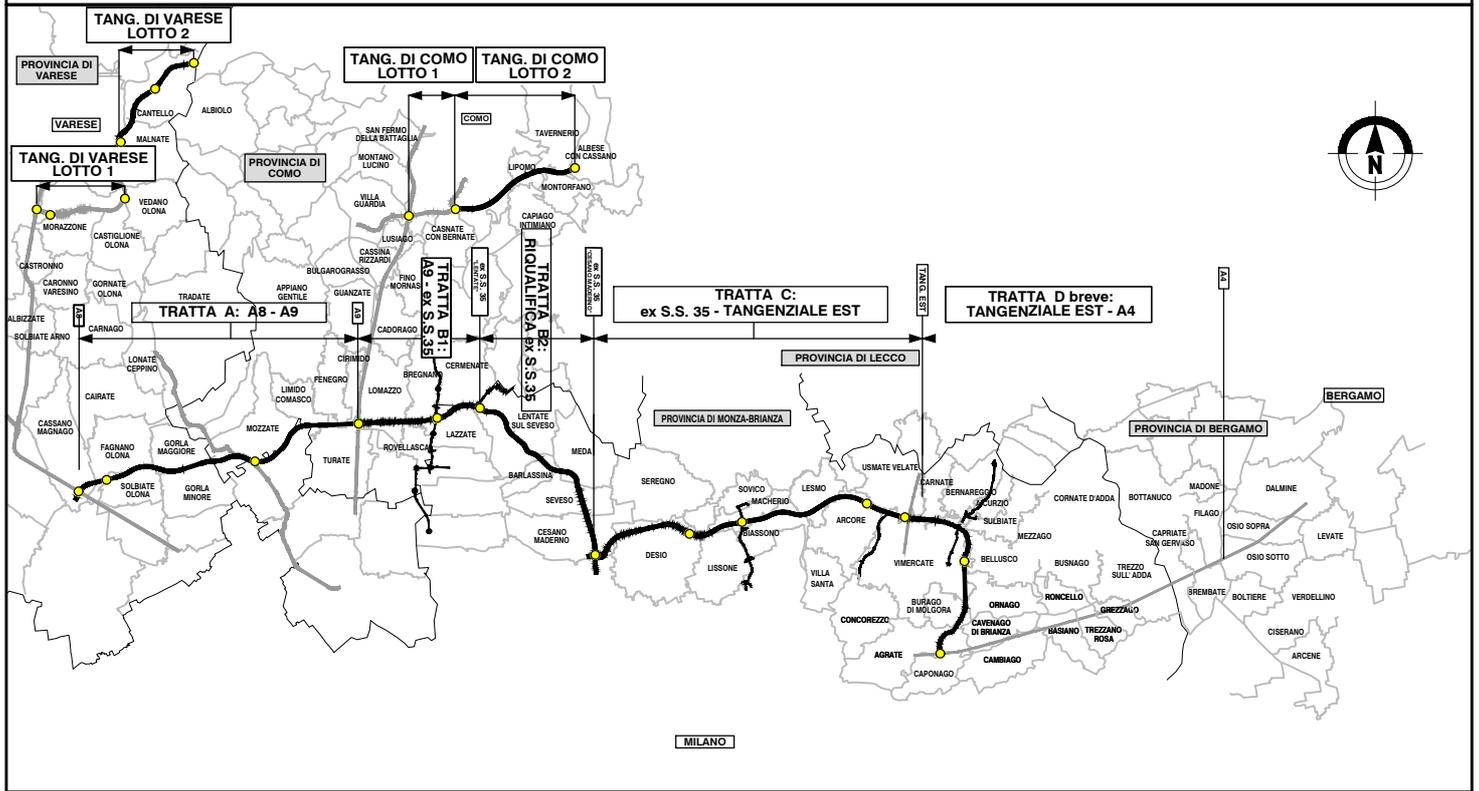


QUADRO DI UNIONE GENERALE



COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE DALMINE-COMO-VARESE-VALICO DEL GAGGIOLO E OPERE AD ESSO CONNESSE

CODICE C.U.P. F11B06000270007

PROGETTO DEFINITIVO VARIANTE TRATTA D

OPERE MINORI: BARRIERE ACUSTICHE
ELABORATI GENERICI
Relazione di calcolo Fondazioni

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

FASE PROGETTUALE	AMBITO	TRATTA	CATEGORIA	OPERA	PARTI DI OPERA	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVA	REVISIONE ESTERNA
D	SR	DD	000	BA00	000	RC	001	A

DATA 30/06/2023
SCALA -

CONCEDENTE



PROGETTAZIONE



DATA	REVISIONE
30/06/2023	EMISSIONE

CONCESSIONARIO

Direttore Ingegneria e BIM Center: Arch. Fabio Massimo Saldini
Direttore Tecnico: Ing. Paolo Simonetta
Responsabile Funzione Tecnica, Project Financing e ACT: Ing. Andrea Monguzzi

ELABORAZIONE PROGETTUALE

Direzione Ingegneria BIM Center
Arch. Fabio Massimo Saldini
RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
Ing. Lucia Samorani

Redatto: Ing. Norese
Visto: Ing. Tambozzo
Contributo specialistico: Ing. Gardella

VERIFICA E VALIDAZIONE

RTI: Conteco Check S.r.l. (Mandante), Rina Check S.r.l. (Mandataria), Bureau Veritas Italia S.p.a. (Mandataria)



COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE
DALMINE – COMO – VARESE – VALICO DEL GAGGIOLO
E OPERE CONNESSE

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA D

**OPERE D'ARTE MINORI: BARRIERE ACUSTICHE
ELABORATI GENERICI**

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI	6
2.1	NORMATIVA 6
2.2	SOFTWARE 6
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1	CALCESTRUZZO 7
3.1.1	Calcestruzzo per magrone..... 7
3.1.2	Calcestruzzo per fondazione/elevazione..... 7
3.1.3	Calcestruzzo per pali trivellati..... 7
3.2	ACCIAIO PER ARMATURA ORDINARIA 7
4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	8
5. INQUADRAMENTO SISMICO	9
6. AZIONI DI CALCOLO	10
6.1	PESI PROPRI/PORTATI 10
6.2	SPINTA DEL TERRENO 10
6.2.1	Spinta attiva..... 10
6.2.2	Spinta a riposo..... 11
6.2.3	Incremento di spinta dovuto al sisma..... 11
6.3	VENTO 12
7. FONDAZIONE TIPO 1	14
7.1	CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA 14
7.1.1	Verifica allo scorrimento sul piano di posa..... 14
7.1.2	Verifica al ribaltamento..... 15
7.1.3	Verifica di capacità portante..... 15
7.2	RISULTATI DELLE VERIFICHE 16
7.2.1	Verifiche geotecniche..... 16
7.2.2	Verifiche strutturali..... 17
8. FONDAZIONE TIPO 2	26
8.1	RISULTATI DELLE VERIFICHE 27
8.1.1	Verifiche geotecniche..... 27
8.1.2	Verifiche strutturali..... 27
9. FONDAZIONE TIPO 3	36
9.1	CRITERI DI VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEI PALI 38
9.1.1	Capacità portante a carichi assiali dei pali..... 38
9.1.2	Capacità portante a carichi trasversali dei pali..... 40
9.1.3	Calcolo delle sollecitazioni lungo il fusto del palo..... 43
9.1.4	Calcolo strutturale dei pali..... 44
9.2	RISULTATI DELLE VERIFICHE 44
9.2.1	Azioni di calcolo..... 44
9.2.2	Verifica a Capacità portante assiale..... 45

9.2.3	<i>Verifica a capacità portante trasversale</i>	47
9.2.4	<i>Verifica strutturale del palo</i>	48
10.	CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI	50

1. PREMESSA

La presente relazione illustra i calcoli geotecnici e strutturali delle fondazioni delle barriere acustiche previste nel progetto definitivo del “Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e opere connesse – Tratta D”.

In relazione all’ubicazione delle opere e all’altezza delle barriere sono state previste 3 tipologie fondazionali:

- Tipologia 1: è un muro in c.a. gettato in opera su fondazione diretta da realizzare a monte della viabilità in progetto che oltre a sostenere le azioni agenti sulla barriera e soggetto anche alle spinte del terreno a tergo, essendo un’opera di sostegno vera e propria.
- Tipologia 2: è un cordolo diretto in c.a. gettato in opera che funge solo da fondazione della barriera acustica che lo sormonta, essendo l’opera completamente, o quasi, interrata.
- Tipologia 3: è un cordolo in c.a. gettato in opera su pali trivellati che funge solo da fondazione della barriera acustica che lo sormonta, che necessita di trasferire i carichi in profondità in quanto realizzato a ridosso della scarpata di un rilevato o di una trincea.

Di seguito si riportano le sezioni tipologie su illustrate:

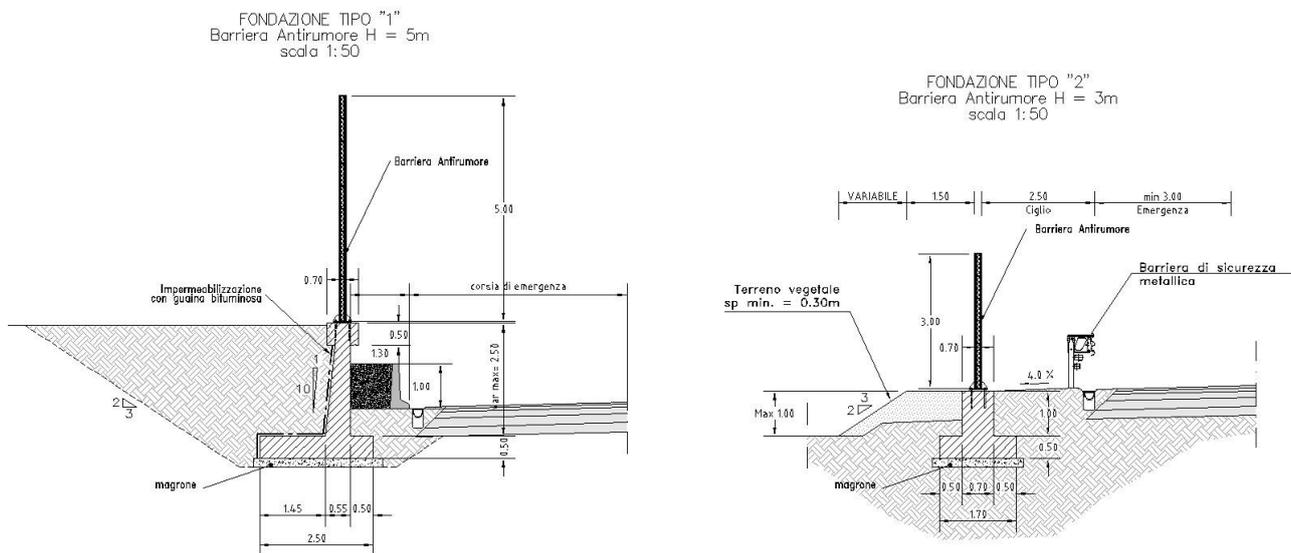


Figura 1: Sezioni Tipologico 1 e 2

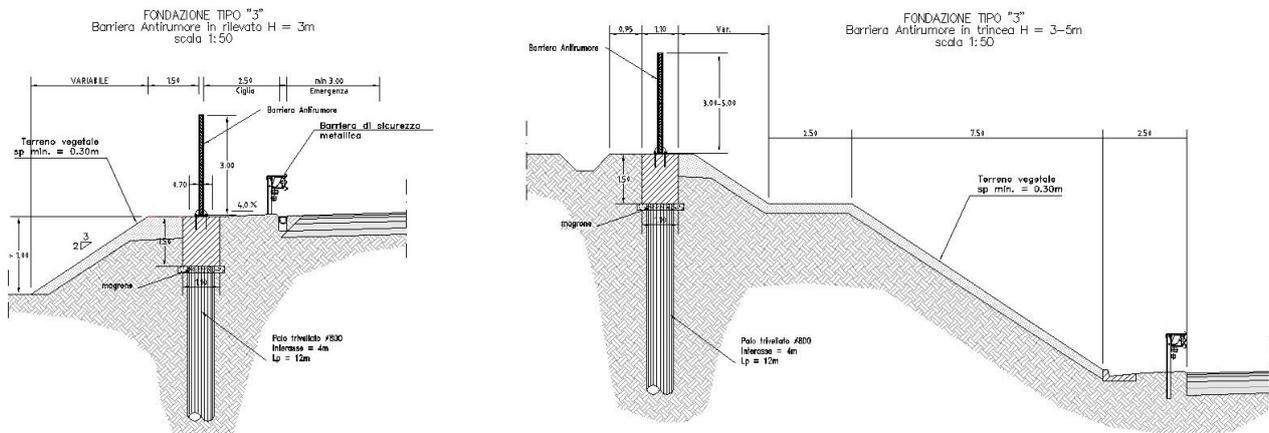


Figura 2: Sezioni Tipologico 3

In progetto sono previste le seguenti opere fondazionali per barriere acustiche:

- **BA01:** Fondazione Tipo 3 che si sviluppa per circa 725 m tra le sez. 71÷99 dell'asse principale con altezza della barriera acustica pari a H=3m
- **BA02:** Fondazione Tipo 2 e Tipo 3 che si sviluppa rispettivamente per circa 282 m tra le sez. 4÷31 dell'asse secondario IR17 e IR15 con altezza della barriera acustica pari a H=3m
- **BA03:** Fondazione Tipo 3 che si sviluppa per circa 102 m tra le sez. 221÷224 dell'asse principale con altezza della barriera acustica pari a H=3m
- **BA04:** Fondazione Tipo 2 che si sviluppa per circa 204 m tra le sez. 227÷285 dell'asse principale con altezza della barriera acustica pari a H=3m
- **BA05:** Fondazione Tipo 1 che si sviluppa per circa 690 m in corrispondenza dello svincolo TEEM-A4 Nord con altezza della barriera acustica pari a H=5m
- **BA06:** Fondazione Tipo 3 che si sviluppa per circa 550 m in corrispondenza dello svincolo TEEM-A4 Sud con altezza della barriera acustica pari a H=5m

Nella presente relazione si riportano i calcoli geotecnici e strutturali delle 3 tipologie di fondazione, facendo riferimento alle condizioni al contorno più gravose.

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 NORMATIVA

Ai fini della redazione del presente progetto si è fatto riferimento alle seguenti normative e circolari:

- D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione delle “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- EN 1992-1-1:2004 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo armato e precompresso;
- UNI EN 1993-1-1 2005 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 206-1:2006 – “Calcestruzzo-Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 10025-1:2005 – “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 1: Condizioni tecniche generali di fornitura”;
- UNI EN 10025-2:2005 – “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 2: Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali”.

2.2 SOFTWARE

Per il calcolo delle opere in esame sono stati utilizzati dei fogli di calcolo Excel sviluppati internamente.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, per la realizzazione delle opere in oggetto sono previsti i materiali di seguito descritti.

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 Calcestruzzo per magrone

- Classe di resistenza: C12/15

3.1.2 Calcestruzzo per fondazione/elevazione

- Classe di resistenza: C32/40
- Resistenza caratteristica cubica a compressione: $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cilindrica a compressione: $f_{cm} = 41.20 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E_{cm} = 33643 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione semplice: $f_{ctm} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = 1.45 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XC4/XD1
- Copriferro nominale $c = 55 \text{ mm}$

3.1.3 Calcestruzzo per pali trivellati

- Classe di resistenza: C25/30
- Resistenza caratteristica cubica a compressione: $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cilindrica a compressione: $f_{cm} = 32.90 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E_{cm} = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione semplice: $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XC2
- Copriferro nominale $c = 70 \text{ mm}$

3.2 ACCIAIO PER ARMATURA ORDINARIA

- Tipo: B450C
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Le opere fondazionali delle barriere acustiche sono distribuite sull'intero tracciato interessando le unità geotecniche granulari illustrate di seguito:

Tabella 1: Riepilogo parametri geotecnici

Tratto	Prof. m	ORIZZONTE	TIPOLOGIA MATERIALE		γ		ϕ				E_y			
					g/cm ³		°				Mpa			
					Peso di volume naturale	Peso di volume secco	Media normale	5° percentile distr. Media	5° percentile distr. Campione	Dev. Std	Media normale	5° percentile distr. Media	5° percentile distr. Campione	Dev. Std
1	0 ÷ 15	1-G-1	Granulare	G, S	2.00	1.90	39.54	37.60	30.30	7.01	42.78	35.05	13.40	22.87
	0 ÷ 15	1-G-2	Granulare	G-CONG	2.00	1.90	39.54	37.60	30.30	7.01	42.78	35.05	13.40	22.87
	> 15	1-G-3	Granulare	G, S	2.10	2.00	41.55	39.70	32.55	6.13	61.96	52.73	37.15	23.00
	> 15	1-G-4	Granulare	G-CONG	2.10	2.00	41.55	39.70	32.55	6.13	61.96	52.73	37.15	23.00
2		1-C-1	Coesivo	L-A	1.90	1.80								
	0 ÷ 9	2-G-1	Granulare	G, S	2.00	1.90	32.21	32.00	29.26	3.79	19.30	17.91	8.39	14.00
	9 ÷ 12	2-G-2	Granulare	G, S	2.00	1.90	32.14	32.00	30.84	1.29	18.93	18.37	14.22	4.67
	> 12	2-G-3	Granulare	G, S	2.10	2.00	44.92	38.70	32.01	8.74	62.17	34.85	17.77	31.42
	> 12	2-G-4	Granulare	G-CONG	2.10	2.00	44.92	38.70	32.01	8.74	62.17	34.85	17.77	31.42
		2-C-1	Coesivo	L-A	1.90	1.80								
3	0 ÷ 10	3-G-1	Granulare	G, S	2.00	1.90	30.14	29.80	27.76	4.58	10.47	8.38	2.54	15.27
	0 ÷ 10	3-G-2	Granulare	G-CONG	2.00	1.90	30.14	29.80	27.76	4.58	10.47	8.38	2.54	15.27
	10 ÷ 15	3-G-3	Granulare	G, S	2.00	1.90	31.24	30.40	28.27	5.65	14.12	10.65	4.23	18.84
	10 ÷ 15	3-G-4	Granulare	G-CONG	2.00	1.90	31.24	30.40	28.27	5.65	14.12	10.65	4.23	18.84
	> 15	3-G-5	Granulare	G-CONG	2.10	2.00	39.14	37.50	31.89	4.69	40.46	33.36	16.30	15.63
	> 15	3-G-6	Granulare	G, S	2.10	2.00	39.14	37.50	31.89	4.69	40.46	33.36	16.30	15.63
		3-C-1	Coesivo	L-A	2.05	1.90								
4	0 ÷ 5	4-G-1	Granulare	G, S	2.00	1.90	31.60	31.30	27.87	4.61	15.45	14.03	2.89	15.64
	0 ÷ 5	4-G-2	Granulare	G-CONG	2.00	1.90	31.60	31.30	27.87	4.61	15.45	14.03	2.89	15.64
	5 ÷ 10	4-G-3	Granulare	G, S	2.00	1.90	36.05	35.20	28.80	7.09	30.15	26.94	6.00	23.65
	5 ÷ 10	4-G-4	Granulare	G-CONG	2.00	1.90	36.05	35.20	28.80	7.09	30.15	26.94	6.00	23.65
	10 ÷ 36	4-G-5	Granulare	G, S	2.10	2.00	41.61	40.70	33.92	5.38	48.72	44.91	23.05	17.94
	10 ÷ 36	4-G-6	Granulare	G-CONG	2.10	2.00	41.61	40.70	33.92	5.38	48.72	44.91	23.05	17.94
	> 36	4-G-7	Granulare	G, S	2.20	2.10	45.11	43.00	36.30	5.55	64.29	55.84	40.80	16.83
	4a-4b	4-C-1	Coesivo	L-A	2.05	1.95								
	4c	4-C-2	Coesivo	L-A	1.85	1.75								
	4d-TEEM	4-C-3	Coesivo	L-A	1.95	1.85								

Tali unità, fino alla profondità di interesse delle opere in esame di circa 10÷15 m dal p.c., presentano un angolo di attrito interno e un modulo elastico (facendo riferimento al 5° percentile della distribuzione media) compreso rispettivamente tra 29.8°÷37.6° e 8÷35 MPa, per cui a vantaggio di sicurezza i calcoli geotecnici sono stati condotti con i parametri caratteristici seguenti:

- Peso di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi' = 29^\circ$
- Coesione: $c' = 0 \text{ kPa}$
- Modulo elastico: $E = 10 \text{ MPa}$

Per il materiale di riempimento a tergo delle opere (rilevato stradale) si considerano i seguenti parametri caratteristici:

- Peso di volume: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi' = 34^\circ$
- Coesione: $c' = 0 \text{ kPa}$
- Modulo elastico: $E = 25 \text{ MPa}$

5. INQUADRAMENTO SISMICO

Per la caratterizzazione dell'azione sismica dell'opera si è fatto riferimento a quanto riportato in relazione geologica/geotecnica di progetto.

Nello specifico, visto che le opere in esame sono distribuite sull'intero tracciato, è stata cautelativamente assunta come massima accelerazione orizzontale al suolo calcolo quella più gravosa, ovvero pari a $a_g/g = 0.1603$.

6. AZIONI DI CALCOLO

Come prescritto dalle NTC2018, sono state considerate agenti sulla struttura le seguenti condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali:

- pesi propri/portati
- spinta del terreno (statica e sismica)
- azione del vento

6.1 PESI PROPRI/PORTATI

I pesi propri e portati degli elementi costituenti l'opera sono:

- peso specifico del calcestruzzo: $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$
- peso della barriera acustica: $p = 2 \text{ kN/m}$
- peso specifico del terreno a tergo: $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$

6.2 SPINTA DEL TERRENO

L'entità e la distribuzione delle spinte del terreno dipendono dallo spostamento relativo che lo stesso può subire; per le opere su fondazione diretta (tipologia 1 e 2) si considera un regime di spinta attivo, mentre le fondazioni profonde (tipologia 3) si può considerare cautelativamente che le deformazioni del terreno siano impedito per cui la pressione esercitata è una spinta a riposo.

6.2.1 Spinta attiva

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H, risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente).

$$S = 1/2 \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot k_a,$$

k_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come:

$$k_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2},$$

dove φ è l'angolo d'attrito del terreno, β rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\beta = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-muro, ε è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-muro δ rispetto alla normale al muro. Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete).

6.2.2 Spinta a riposo

La spinta esercitata dal terreno di rilevato sui setti verticali è una spinta a riposo espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = 1/2 \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot k_0,$$

dove:

k_0 = coefficiente di spinta a riposo ($k_0 = 1 - \tan \phi'$)

ϕ' è l'angolo di resistenza a taglio del terreno.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (1/3 H rispetto all'asse della platea).

6.2.3 Incremento di spinta dovuto al sisma

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sul muro dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

Il D. Min. Infrastrutture 17/01/2018 consente l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe – Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.

Le componenti verticali ed orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a,$$

dove, se $\beta \leq \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\phi - \delta - \vartheta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2},$$

altrimenti, se $\beta > \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \vartheta - \delta)}.$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

β = angolo tra intradosso parete e la verticale;

$\vartheta =$ angolo definito come: $\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$;

$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$, coefficiente di intensità sismica orizzontale;

$k_v = 0.5 \cdot k_h$ = coefficiente di intensità sismica verticale;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

$\beta_m = 0.38$ coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta.

Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva. Si ricava un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza di $0.5 \cdot H$ rispetto alla base della platea.

6.3 VENTO

Il carico da vento è stato determinato in sede di dimensionamento delle barriere acustiche (rimandando alla specifica relazione di calcolo per maggiori dettagli).

Al fine del calcolo delle fondazioni si è fatto riferimento alla possibilità di formazione della cerniera plastica al piede dei vari montanti della barriera prima che avvenga la crisi delle strutture che li sostengono (cordolo e pali). Per far ciò è necessario considerare come sollecitanti i momenti plastici dei montanti e il relativo taglio associato, pertanto:

$$M_{Ed} = M_{pl}$$

$$V_{Ed} = M_{pl} / h$$

dove:

- M_{pl} = momento di plasticizzazione del montante
- h = altezza del baricentro barriera rispetto al piede montante

Tali valori vengono considerati ripartiti su una lunghezza pari all'interasse dei montanti. Nel caso specifico si presentano 2 tipologie di barriera acustica:

- Altezza barriera $H = 3$ m: montante costituito da un profilato HEA 140 (S275)
- Altezza barriera $H = 5$ m: montante costituito da un profilato HEA 160 (S355)

In entrambi i casi l'interasse dei montanti è pari a 2 m.

Detto ciò risulta:

Tabella 2: Calcolo delle azioni del vento ad estradosso fondazione (per ml di struttura)

Altezza barriera:	Hb =	3.00 m
Montante:		HEA 140
Modulo di plasticizzazione montante:	Wpl =	84.85 cmc
Acciaio:	f _{yd} =	261.90 MPa
Momento di plasticizzazione montante:	Mpl =	22.22 kNm
Interasse montanti:	i =	2.00 m
Momento ultimo per metro lineare:	MEd =	16.67 kNm
Taglio ultimo per metro lineare:	VEd =	11.11 kN

Altezza barriera:	Hb =	5.00 m
Montante:		HEA 160
Modulo di plasticizzazione montante:	Wpl =	117.60 cmc
Acciaio:	f _{yd} =	338.10 MPa
Momento di plasticizzazione montante:	Mpl =	39.76 kNm
Interasse montanti:	i =	2.00 m
Momento ultimo per metro lineare:	MEd =	29.82 kNm
Taglio ultimo per metro lineare:	VEd =	11.93 kN

7. FONDAZIONE TIPO 1

L'opera tipo 1 è un muro di sostegno (BA05) vero e proprio che oltre a contenere la spinta del terreno a tergo, deve fungere da fondazione del la barriera acustica di altezza 5 m posta in sommità al paramento:

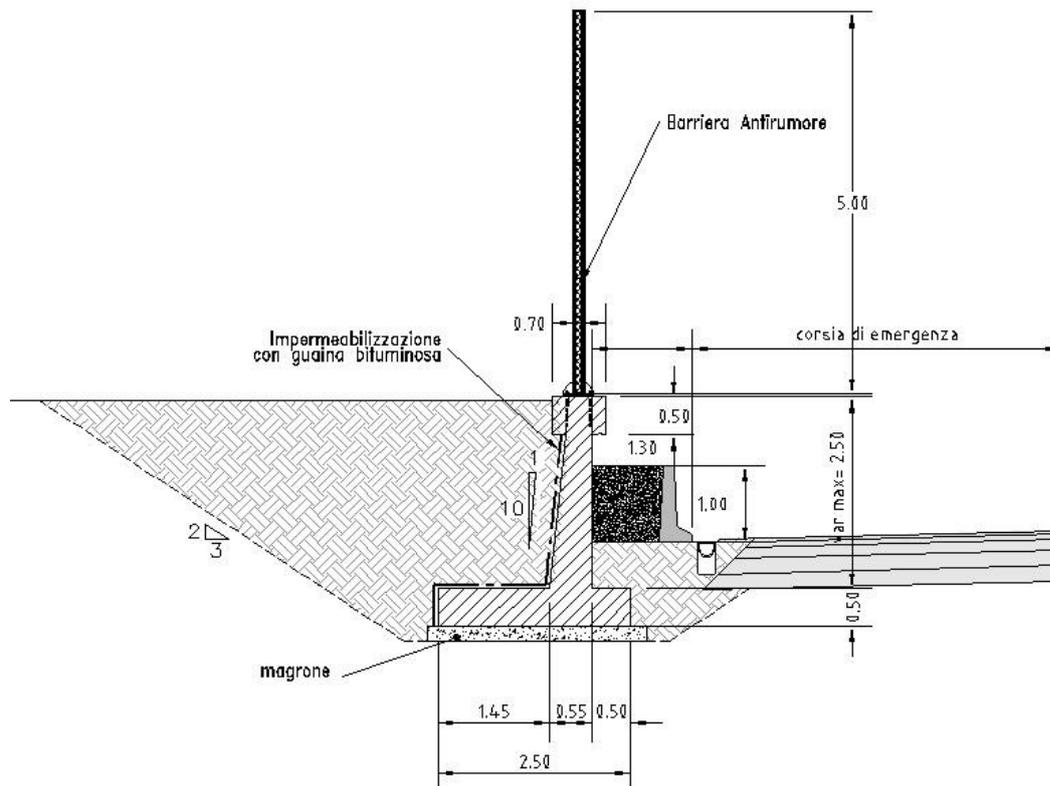


Figura 3: Sezioni Tipologico 1

Il muro presenta una altezza massima del paramento di 2.50 m con inclinazione variabile del lembo interno di 1/10. In sommità è posto un cordolo 50x70 cm al fine di installare la barriera acustica. La fondazione, di tipo diretto, ha dimensioni trasversali 2.50x0.50 m con una mensola anteriore di 50 cm.

7.1 CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA

7.1.1 Verifica allo scorrimento sul piano di posa

La risultante delle azioni orizzontali agenti sul muro deve risultare non superiore alla forza resistente costituita dall'attrito sul piano di imposta. Questa a sua volta è valutata come

prodotto della risultante delle azioni verticali (ortogonali al piano di imposta) per il coefficiente di attrito in fondazione $\mu = \tan(\varphi')$.

In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse del muro e/o ad esso collegate.

7.1.2 Verifica al ribaltamento

La somma dei momenti, valutati rispetto allo spigolo di valle della platea di fondazione, dovuti alle azioni agenti sul muro deve risultare non superiore al momento dovuto al peso proprio della struttura e delle masse ad esso collegate (terreno di ricoprimento, eventuale barriera, parapetto, etc.).

In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse del muro e/o ad esso collegate.

7.1.3 Verifica di capacità portante

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di Brinch – Hansen. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità.

Nel caso in esame la verifica viene condotta in condizioni drenate, essendo il terreno di base di tipo incoerente, le cui espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

In condizioni drenate:

$$Q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

Fattori di portanza:

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \cdot e \quad (\varphi \text{ in gradi})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0,1 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$$

$$s_{\gamma} = s_q$$

Fattori di profondità:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot k$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \tan \varphi)$$

$$d_{\gamma} = 1$$

$k = D/B$ se $D/B \leq 1$; altrimenti $k = \arctan(D/B)$, espresso in radianti.

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_{\alpha} \cdot \cot g\varphi} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi}$$

$$i_g = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_\alpha \cdot \cot g\varphi} \right)^{m+1}$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa:

$$bq = (1 - \varepsilon \cdot \tan \varphi)^2 \quad (\varepsilon \text{ in radianti})$$

$$bc = bq - (1 - bq)/(Nc \cdot \tan \varphi)$$

$$b\gamma = bq$$

Fattori di inclinazione del terreno:

$$gq = (1 - \tan \beta)^2$$

$$gc = gq - (1 - gq)/(Nc \cdot \tan \varphi)$$

$$g\gamma = gq$$

essendo:

γ = peso specifico del terreno di fondazione

Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione

e = eccentricità della risultante (M/N) in valore assoluto

B = $B_t - 2 \cdot e$, larghezza della fondazione parzializzata

B_t = larghezza totale della fondazione

C = coesione del terreno di fondazione

D = profondità del piano di posa

L = sviluppo della fondazione

H = componente del carico parallela alla fondazione

V = componente del carico ortogonale alla fondazione

C_u = coesione non drenata del terreno di fondazione

C_α = adesione alla base tra terreno e muro

ε = angolo di inclinazione del piano di posa

β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

7.2 RISULTATI DELLE VERIFICHE

Il paramento verticale e la zattera di fondazione sono calcolate per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, la spinta del terreno, il carico da vento, le spinte sismiche e le forze di inerzia. Gli elementi strutturali vengono suddivise in 10 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso – flessione e taglio, calcolando le armature necessarie e successivamente verificandolo agli SLE a fessurazione.

7.2.1 Verifiche geotecniche

Le verifiche del muro sono state condotte in tutte le combinazioni previste e di seguito si riporta una tabella dei fattori di sicurezza ottenuti secondo le varie combinazioni.

Tabella 3: Fattori di sicurezza per le Verifiche Geotecniche

Combinazioni		Descrizione	Fs,scorr	Fs,rib	Fs,sch (D)
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	2.517	15.429	3.959
2	A1+M1+R3.	SLU 2 - Statica + sovracc	2.205	22.522	3.173
3	A1+M1+R3.	SLU 3 - Statica + vento	1.852	3.161	2.304
4	A1+M1+R3.	SLU 4 - Statica + vento+sovr	1.748	3.719	2.044
5	Freq.	SLE 1	2.441	3.452	3.627
6	Q. Perm.	SLE 2	3.634	23.953	6.011

Legenda:

Fs,scorr = Fattore di sicurezza allo scorrimento

Fs,rib = Fattore di sicurezza al ribaltamento

Fs,sch (D) = Fattore di sicurezza allo schiacciamento in condizioni Drenate

Come si evince tutti i fattori di sicurezza risultano maggiori dell'unità, pertanto le verifiche geotecniche sono soddisfatte.

7.2.2 Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali sono state eseguite allo SLU e allo SLE con riferimento alle azioni normali (sforzo N e momento flettente M) e alle azioni taglianti della combinazione di calcolo più gravosa ricavata dall'analisi geotecnica condotta sul muro.

Le verifiche del paramento verticale e della zattera di fondazione riportate di seguito sono relative alla sola combinazione più gravosa, ovvero la n° 4:

Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo ed Opere ad Esso Connesse
 Progetto Definitivo Tratta D
PROGETTO DEFINITIVO

Tabella 4: Verifica a presso-flessione e taglio del paramento

VERIFICA DEL PARAMENTO

Combinazione di verifica: 4

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	Rck =	40 MPa	fctm =	3.10 MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fcd =	18.81 MPa	fcd =	9.41 MPa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd =	1.45 MPa		
Tens. snervamento di calcolo armat. long.:	fyd1 =	391.30 MPa	cot(θ) =	2 (1÷2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 =	391.30 MPa		
Distanza asse armatura da filo muro:	c =	7.70 cm		

Tabella di verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ω _{Ed}	A _{s,nec} (cm ² /m)	A _{s,min} (cm ² /m)	A _{s,prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	30.00	22.30	-2.00	29.53	0.03	0.03	3.46	3.99	15.71	2.50
1.00	32.45	24.75	-4.60	32.65	0.03	0.03	3.39	4.43	15.71	2.25
2.00	34.90	27.20	-7.58	36.13	0.03	0.03	3.36	4.87	15.71	2.00
3.00	37.35	29.65	-10.96	40.07	0.02	0.03	3.37	5.31	15.71	1.75
4.00	39.81	32.11	-14.73	44.59	0.02	0.02	3.40	5.75	15.71	1.50
5.00	42.26	34.56	-18.88	49.79	0.02	0.02	3.48	6.19	15.71	1.25
6.00	44.71	37.01	-23.43	55.79	0.02	0.02	3.58	6.63	15.71	1.00
7.00	47.16	39.46	-28.37	62.69	0.02	0.02	3.73	7.07	15.71	0.75
8.00	49.61	41.91	-33.70	70.61	0.02	0.02	3.90	7.50	15.71	0.50
9.00	52.06	44.36	-39.41	79.65	0.02	0.02	4.12	7.94	15.71	0.25
10.00	54.51	46.81	-45.52	89.93	0.02	0.02	4.36	8.38	15.71	0.00

Legenda

N _{Ed} = Sforzo normale ultimo	μ _{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa
M _{Ed} = Momento flettente ultimo	ω _{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
A _{s,nec} = Area di armatura tesa necessaria	A _{s,min} = Area di armatura tesa minima
A _{s,prog} = Area di armatura tesa di progetto	θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	Asw/s _{min} (cm ² /m)	Asw/s _{nec} (cm ² /m)	Asw/s _{prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	30.00	22.30	11.93	149.00	1887.92	6.15	0.00	6.41	2.50
1.00	32.45	24.75	13.13	155.78	2095.44	6.15	0.00	6.41	2.25
2.00	34.90	27.20	14.77	162.28	2302.97	6.15	0.00	6.41	2.00
3.00	37.35	29.65	16.85	168.54	2510.49	6.15	0.00	6.41	1.75
4.00	39.81	32.11	19.37	174.58	2718.02	6.15	0.00	6.41	1.50
5.00	42.26	34.56	22.33	180.44	2925.54	6.15	0.00	6.41	1.25
6.00	44.71	37.01	25.73	186.12	3133.06	6.15	0.00	6.41	1.00
7.00	47.16	39.46	29.57	191.65	3340.59	6.15	0.00	6.41	0.75
8.00	49.61	41.91	33.85	197.05	3548.11	6.15	0.00	6.41	0.50
9.00	52.06	44.36	38.57	202.32	3755.64	6.15	0.00	6.41	0.25
10.00	54.51	46.81	43.74	207.47	3963.16	6.15	0.00	6.41	0.00

Legenda:

V _{Ed} = Sforzo di taglio ultimo	Asw/s _{nec} = Area di armatura a taglio necessaria
V _{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura	Asw/s _{min} = Area di armatura a taglio minima
V _{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa	Asw/s _{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

Come si evince, disponendo armatura longitudinale sul lembo interno pari a Ø20/20 (15.71 cmq) ed armature trasversali costituite da spilli Ø12/40x60 (6.41 cmq), le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo ed Opere ad Esso Connesse
 Progetto Definitivo Tratta D
PROGETTO DEFINITIVO

Tabella 5: Verifica a flessione e taglio della fondazione

VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Combinazione di verifica: 4

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	Rck =	40.00 Mpa	fctm =	3.10 MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fcd =	22.13 Mpa	fcd =	11.07 Mpa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd =	3.17 Mpa		
Tens. snervamento di calcolo armat. long.:	fyd1 =	391.30 Mpa	cotθ =	2 (1÷2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 =	391.30 Mpa		
Distanza asse armatura: da filo muro:	c =	7.60 cm		

Tabella di verifica a flessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ω _{Ed}	A _{s,nec} (cm ² /m)	A _{s,min} (cm ² /m)	A _{s,prog} (cm ² /m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore										
0	50	42.4	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	7.59	10.05	0.00
1	50	42.4	0.00	0.95	0.0002	0.0002	0.06	7.59	10.05	0.13
2	50	42.4	0.00	3.74	0.0009	0.0009	0.23	7.59	10.05	0.25
3	50	42.4	0.00	8.28	0.0021	0.0021	0.50	7.59	10.05	0.38
4	50	42.4	0.00	14.48	0.0036	0.0037	0.88	7.59	10.05	0.50
Mensola posteriore - Lembo superiore										
5	50	42.4	0.00	-40.30	0.0101	0.0102	2.45	7.59	10.05	1.05
6	50	42.4	0.00	-29.22	0.0073	0.0074	1.77	7.59	10.05	1.34
7	50	42.4	0.00	-18.54	0.0047	0.0047	1.12	7.59	10.05	1.63
8	50	42.4	0.00	-9.37	0.0024	0.0024	0.57	7.59	10.05	1.92
9	50	42.4	0.00	-2.82	0.0007	0.0007	0.17	7.59	10.05	2.21
10	50	42.4	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	7.59	10.05	2.50

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo

M_{Ed} = Momento flettente ultimo

A_{s,nec} = Area di armatura tesa necessaria

A_{s,prog} = Area di armatura tesa di progetto

μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa

ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura

A_{s,min} = Area di armatura tesa minima

θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	Asw/s _{min} (cm ² /m)	Asw/s _{nec} (cm ² /m)	Asw/s _{prog} (cm ² /m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore									
0	50	42.3	0.00	187.02	1685.23	6.15	0.00	6.41	0.00
1	50	42.4	14.95	215.48	1689.22	6.15	0.00	6.41	0.13
2	50	42.4	29.17	215.48	1689.22	6.15	0.00	6.41	0.25
3	50	42.4	42.67	215.48	1689.22	6.15	0.00	6.41	0.38
4	50	42.4	55.44	215.48	1689.22	6.15	0.00	6.41	0.50
Mensola posteriore - Lembo superiore									
5	50	42.4	-37.62	215.48	1689.22	6.15	0.00	6.41	1.05
6	50	42.4	-38.16	215.48	1689.22	6.15	0.00	6.41	1.34
7	50	42.4	-34.86	215.48	1689.22	6.15	0.00	6.41	1.63
8	50	42.4	-27.74	215.48	1689.22	6.15	0.00	6.41	1.92
9	50	42.4	-16.79	215.48	1689.22	6.15	0.00	6.41	2.21
10	50	42.4	-2.00	215.48	1689.22	6.15	0.00	6.41	2.50

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo

V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura

V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa

Asw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria

Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima

Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

Come si evince, disponendo armatura sul lembo superiore e inferiore pari a $\varnothing 16/20$ (10.05 cmq) ed armature trasversali costituite da spilli $\varnothing 12/40 \times 60$ (6.41 cmq), le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

Di seguito si riportano le tabelle di verifica a fessurazione e a capacità portante ed il tabulato di calcolo di dettaglio:

Tabella 6: Verifica a fessurazione

VERIFICA A FESSURAZIONE

Combinazione di verifica: 5

Caratteristiche materiali: paramento

Resistenza a compressione cubica caratteristica del cls:	$R_{ck} =$	40.00 MPa
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls:	$f_{ck} =$	33.20 MPa
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	$f_{cm} =$	41.20 MPa
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ctm} =$	3.10 MPa
Valore medio del modulo secante	$E_{cm} =$	33643 MPa
Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione	$E_s =$	200000 MPa

Caratteristiche materiali: zattera di fondazione

Resistenza a compressione cubica caratteristica del cls:	$R_{ck} =$	40.00 MPa
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls:	$f_{ck} =$	33.20 MPa
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	$f_{cm} =$	41.20 MPa
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ctm} =$	3.10 MPa
Valore medio del modulo secante	$E_{cm} =$	33643 MPa
Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione	$E_s =$	200000 MPa

Coefficienti per il calcolo della fessurazione

Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t =$	0.60
Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre	$k_1 =$	0.80
Coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni	$k_2 =$	0.50
Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure	$k_3 =$	3.40
Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure	$k_4 =$	0.43

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazioni di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq 0.3\text{mm}$	ap. fessure	$\leq 0.4\text{mm}$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq 0.2\text{mm}$	ap. fessure	$\leq 0.3\text{mm}$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq 0.2\text{mm}$	ap. fessure	$\leq 0.3\text{mm}$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq 0.2\text{mm}$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq 0.2\text{mm}$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq 0.2\text{mm}$

Apertura massima teorica delle fessure all'estradosso	$w_{ks} =$	0.20 mm
Apertura massima teorica delle fessure all'intradosso	$w_{ki} =$	0.20 mm

Tabelle di calcolo della fessurazione paramento muro

Elemento	Sez.	Sollecitazioni			Caratteristiche geometriche			Armatura tesa		
		N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{fess} [kNm]	b [cm]	h [cm]	d [cm]	A_s [cm ²]	(c+ ϕ /2) [cm]	ϕ [mm]
Paramento	0	-2.00	29.53	47.84	100.00	30.00	21.30	15.71	8.70	20.00
Paramento	1	-4.04	32.52	56.39	100.00	32.45	23.75	15.71	8.70	20.00
Paramento	2	-6.41	35.60	65.64	100.00	34.90	26.20	15.71	8.70	20.00
Paramento	3	-9.10	38.84	75.59	100.00	37.35	28.65	15.71	8.70	20.00
Paramento	4	-12.13	42.32	86.24	100.00	39.81	31.11	15.71	8.70	20.00
Paramento	5	-15.48	46.14	97.59	100.00	42.26	33.56	15.71	8.70	20.00
Paramento	6	-19.17	50.36	109.63	100.00	44.71	36.01	15.71	8.70	20.00
Paramento	7	-23.18	55.06	122.37	100.00	47.16	38.46	15.71	8.70	20.00
Paramento	8	-27.52	60.34	135.81	100.00	49.61	40.91	15.71	8.70	20.00
Paramento	9	-32.19	66.28	149.95	100.00	52.06	43.36	15.71	8.70	20.00
Paramento	10	-37.18	72.94	164.79	100.00	54.51	45.81	15.71	8.70	20.00

Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo ed Opere ad Esso Connesse
 Progetto Definitivo Tratta D
PROGETTO DEFINITIVO

Elemento	Sez.	Arm. compressa		Ampiezza delle fessure							
		A _s [cm ²]	(c+φ/2) [cm]	x [cm]	A _{c,eff} [cm ²]	S _s [N/mm ²]	S _{sr} [N/mm ²]	r _r	e _{sm - 6cm} ‰	S _{rm} [mm]	W _k [mm]
Paramento	0	3.93	8.70	8.01	2175.00	99.64	161.91	0.01	0.00	500.36	0.15
Paramento	1	3.93	8.70	8.58	2175.00	97.39	169.95	0.01	0.00	500.36	0.15
Paramento	2	3.93	8.70	9.13	2175.00	95.47	177.96	0.01	0.00	500.36	0.14
Paramento	3	3.93	8.70	9.68	2175.00	93.99	185.94	0.01	0.00	500.36	0.14
Paramento	4	3.93	8.70	10.23	2175.00	93.02	193.87	0.01	0.00	500.36	0.14
Paramento	5	3.93	8.70	10.78	2175.00	92.62	201.76	0.01	0.00	500.36	0.14
Paramento	6	3.93	8.70	11.33	2175.00	92.81	209.59	0.01	0.00	500.36	0.14
Paramento	7	3.93	8.70	11.88	2175.00	93.61	217.38	0.01	0.00	500.36	0.14
Paramento	8	3.93	8.70	12.43	2175.00	95.03	225.10	0.01	0.00	500.36	0.14
Paramento	9	3.93	8.70	12.98	2175.00	97.08	232.76	0.01	0.00	500.36	0.15
Paramento	10	3.93	8.70	13.51	2175.00	99.76	240.37	0.01	0.00	500.36	0.15

Tabelle di calcolo della fessurazione zattera di fondazione

Platea	Sez.	Sollecitazioni			Caratteristiche geometriche			Armatura tesa		
		N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	M _{fess} [kNm]	b [cm]	h [cm]	d [cm]	A _s [cm ²]	(c+φ/2) [cm]	φ [mm]
Anteriore	0	0.00	0.00	137.47	100.00	50.00	41.60	10.05	8.40	16.00
Anteriore	1	0.00	0.82	133.54	100.00	50.00	41.60	10.05	8.40	16.00
Anteriore	2	0.00	3.22	133.54	100.00	50.00	41.60	10.05	8.40	16.00
Anteriore	3	0.00	7.11	133.54	100.00	50.00	41.60	10.05	8.40	16.00
Anteriore	4	0.00	12.41	133.54	100.00	50.00	41.60	10.05	8.40	16.00
Posteriore	5	0.00	-38.39	137.47	100.00	50.00	41.60	10.05	8.40	16.00
Posteriore	6	0.00	-27.89	137.47	100.00	50.00	41.60	10.05	8.40	16.00
Posteriore	7	0.00	-17.73	137.47	100.00	50.00	41.60	10.05	8.40	16.00
Posteriore	8	0.00	-8.98	137.47	100.00	50.00	41.60	10.05	8.40	16.00
Posteriore	9	0.00	-2.71	137.47	100.00	50.00	41.60	10.05	8.40	16.00
Posteriore	10	0.00	0.00	137.47	100.00	50.00	41.60	10.05	8.40	16.00

Elemento	Sez.	Arm. compressa		Ampiezza delle fessure							
		A _s [cm ²]	(c+φ/2) [cm]	x [cm]	A _{c,eff} [cm ²]	S _s [N/mm ²]	S _{sr} [N/mm ²]	r _r	e _{sm - 6cm} ‰	S _{rm} [mm]	W _k [mm]
Anteriore	0	2.51	8.40	9.75	2100.00	0.00	357.06	0.00	0.00	596.74	0.00
Anteriore	1	2.51	8.40	9.75	2100.00	2.13	346.88	0.00	0.00	596.74	0.00
Anteriore	2	2.51	8.40	9.75	2100.00	8.36	346.88	0.00	0.00	596.74	0.01
Anteriore	3	2.51	8.40	9.75	2100.00	18.47	346.88	0.00	0.00	596.74	0.03
Anteriore	4	2.51	8.40	9.75	2100.00	32.23	346.88	0.00	0.00	596.74	0.06
Posteriore	5	2.51	8.40	9.75	2100.00	99.71	357.06	0.00	0.00	596.74	0.18
Posteriore	6	2.51	8.40	9.75	2100.00	72.43	357.06	0.00	0.00	596.74	0.13
Posteriore	7	2.51	8.40	9.75	2100.00	46.04	357.06	0.00	0.00	596.74	0.08
Posteriore	8	2.51	8.40	9.75	2100.00	23.32	357.06	0.00	0.00	596.74	0.04
Posteriore	9	2.51	8.40	9.75	2100.00	7.05	357.06	0.00	0.00	596.74	0.01
Posteriore	10	2.51	8.40	9.75	2100.00	0.00	357.06	0.00	0.00	596.74	0.00

Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo ed Opere ad Esso Connesse
 Progetto Definitivo Tratta D
PROGETTO DEFINITIVO

Tabella 7: Verifica a capacità portante

CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Dati di Input

Larghezza fondazione	B =	2.50 m
Larghezza equivalente fondazione	Be =	1.88 m
Inclinazione piano di posa	$\alpha =$	0.000 °
Inclinazione p.c.	$\beta_{pc} =$	0.000 °
Eccentricità	e =	0.31 m
Altezza di scavo	D =	1.00 m
Profondità della falda dal p.p.	Zf =	0.00 m
Profondità di influenza fondazione dal p.p.	Zi =	3.50 m

Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici

N° strato	Descrizione	Tipo strato	Cond.	Zi (m)	Zf (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	cu (kN/m ²)
1	Strato	Sabbie sciolte	Drenate	0.00	20.00	19.00	19.00	29.00	0.00	0.00

Legenda:

Zi = Profondità iniziale strato dal p.c.

Zf = Profondità finale strato dal p.c.

γ = Peso specifico strato

γ_{sat} = Peso specifico strato

ϕ' = Angolo di attrito efficace

c' = Coesione drenata

cu = Coesione non drenata

Parametri geotecnici dello strato di fondazione

N° strato terreno di fondazione:	1
Tipo di verifica:	Drenate
Peso specifico:	$\gamma = 19.00$ kN/m ³
Peso specifico saturo:	$\gamma_{sat} = 19.00$ kN/m ³
Peso specifico efficace:	$\gamma' = 9.00$ kN/m ³
Angolo di attrito efficace:	$\phi' = 29.000$ °
Coesione drenata:	c' = 0.00 kN/m ²
Coesione non drenata:	cu = 0.00 kN/m ²
Angolo di attrito efficace ridotto:	$\phi'_{rid} = 29.000$ °
Coesione drenata ridotta:	c'_{rid} = 0.00 kN/m²
Coesione non drenata ridotta:	cu_{rid} = 0.00 kN/m²

Fattori di capacità portante

Nc =	27.86	Condizioni drenate
Nc =	5.14	Condizioni non drenate
Nq =	16.44	
N _γ =	12.84	

Fattori correttivi

Condizioni drenate	s _q =	1.00
	s _γ =	1.00
	s _c =	1.00
	d _q =	1.16
	d _c =	1.17
	i _q =	0.51
	i _γ =	1.00
	i _c =	0.47
	b _q =	1.00
	b _c =	1.00
	b _γ =	1.00
	g _q =	1.00
	g _c =	1.00
g _γ =	1.00	

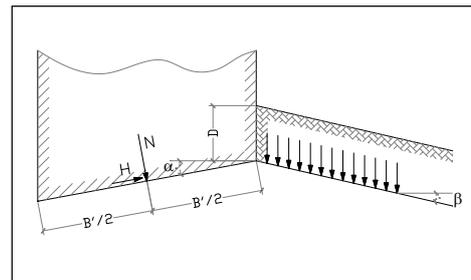
Fattori di forma

Fattori di profondità

Fattori di inclinazione di carico

Fattori di inclinazione della fondazione

Fattori di inclinazione piano di posa



Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo ed Opere ad Esso Connesse
 Progetto Definitivo Tratta D
PROGETTO DEFINITIVO

Tabella di verifica della capacità portante

Combinazioni			Fx (kN)	Fz (kN)	My (kNm)	qEd (kPa)	FS	qRd (D) (kPa)	qRd (U) (kPa)	FS _{eff}
N°	Tipo	Descr.								
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	31.71	-158.39	-6.97	-65.67	1.40	259.99	0.00	3.96
2	A1+M1+R3.	SLU 2 - Statica + sovracc	43.45	-190.14	-7.48	-78.53	1.40	249.16	0.00	3.17
3	A1+M1+R3.	SLU 3 - Statica + vento	43.64	-160.39	59.83	-91.45	1.40	210.66	0.00	2.30
4	A1+M1+R3.	SLU 4 - Statica + vento+sovr	55.38	-192.14	59.32	-102.06	1.40	208.62	0.00	2.04
5	Freq.	SLE 1	35.42	-155.97	57.14	-88.26	1.00	320.10	0.00	3.63
6	Q. Perm.	SLE 2	23.49	-153.97	-9.66	-64.84	1.00	389.75	0.00	6.01

Tabella 8: Tabulato di calcolo Comb. 4

DETTAGLI DI CALCOLO COMBINAZIONE:

4

Dati geometrici:

Coeff. di spinta:	K _S =	0.296
Peso di volume terreno:	Pt =	20.0 kN/m ³
Peso di volume calcestruzzo:	Pcsl =	25.0 kN/m ³
Inclinazione spinta su paramento muro:	ism =	28.278 °
Angolo di attrito terreno di base:	φ _t =	29.0 °
Angolo di attrito platea-terreno:	ϕ _t =	29.0 °
Coesione non drenata:	c _u =	0.00 kPa

Dati di carico:

Acc sismica orizzontale:	A _{so} =	0.00 g
Acc sismica vert. (+ verso alto):	A _{sv} =	0.00 g
Incremento sismico spinta:	ΔKS =	0.00
Acc.orizz.su terreno sopra platea:	Aot =	1 (1= si, 0= no)
Sovraccarico variabile a monte:	Q _{sm} =	15 kPa
Percentuale sovr. su platea:	SSP =	100 (0 -100%)
Carico terreno a monte:	Q _{tm} =	0.00 kPa
Sovraccarico variabile a valle:	Q _{sv} =	0.00 kPa
Livello acqua falda da estr. platea:	hwf =	-0.50 m
Press. idrostatica dietro paramento muro:	ADM =	0 (1= si, 0= no)

Sollecitazioni sul paramento

SEZIONE	Z da MS (m)	Z da PS (m)	S (cm)	Xg (m)	qh (kPa)	qv (kPa)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)
0	0.00	2.50	30.00	0.15	3.91	-9.61	-2.00	11.93	29.53
1	0.25	2.25	32.45	0.16	5.68	-11.17	-4.60	13.13	32.65
2	0.50	2.00	34.90	0.17	7.44	-12.73	-7.58	14.77	36.13
3	0.75	1.75	37.35	0.19	9.20	-14.29	-10.96	16.85	40.07
4	1.00	1.50	39.81	0.20	10.96	-15.85	-14.73	19.37	44.59
5	1.25	1.25	42.26	0.21	12.72	-17.41	-18.88	22.33	49.79
6	1.50	1.00	44.71	0.22	14.48	-18.97	-23.43	25.73	55.79
7	1.75	0.75	47.16	0.24	16.25	-20.53	-28.37	29.57	62.69
8	2.00	0.50	49.61	0.25	18.01	-22.09	-33.70	33.85	70.61
9	2.25	0.25	52.06	0.26	19.77	-23.65	-39.41	38.57	79.65
10	2.50	0.00	54.51	0.27	21.53	-25.21	-45.52	43.74	89.93

Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo ed Opere ad Esso Connesse
 Progetto Definitivo Tratta D
PROGETTO DEFINITIVO

Sollecitazioni da cls muro (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m ²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Paramento rett.	0.75	0.65	1.75	0.00	-18.75	-12.28	0.00	11.16
Paramento triang.m	0.31	0.89	1.33	0.00	-7.66	-6.79	0.00	2.78
Paramento triang.v	0.00	0.50	1.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Platea	1.25	1.25	0.25	0.00	-31.25	-39.06	0.00	0.00

Sollecitazioni da terrapieno (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m ²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Terrapieno monte 1	3.63	1.78	1.75	0.00	-72.50	-128.69	0.00	-38.06
Terrapieno monte 2	0.31	0.97	2.17	0.00	-6.13	-5.93	0.00	1.73
Terrapieno valle	0.25	0.25	0.75	0.00	-5.05	-1.27	0.00	5.04

Sollecitazioni esterne (spinte, sovraccarichi e forze)

CARICO	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Peso sovracc. su platea a monte	1.65	3.00	0.00	-25.43	-42.02	0.00	-10.23
Peso sovracc. su platea a valle	0.25	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta sovr. monte	2.50	1.50	11.74	-6.32	0.00	1.82	9.72
Spinta terreno su muro	2.50	1.00	31.71	-17.06	0.00	-10.94	10.39
Incremento sismico spinta terr.	2.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni di svio	0.65	3.00	11.93	-2.00	0.00	64.31	66.81
Spinta dell'acqua	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sottospinta idraulica	1.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 1° tirante	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 2° tirante	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno a valle su platea	0.00	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni risultanti ad estradosso zattera di fondazione

CONTRIBUTO	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Muro	0.00	-57.66	-58.13	0.00	13.94
Terrapieno	0.00	-83.68	-135.90	0.00	-31.30
Sollecitazioni esterne	55.38	-50.80	-42.02	55.19	76.68
TOTALE:	55.38	-192.14	-236.04	55.19	59.32

Legenda:

X, Z = coordinate delle forze applicate sul muro
 Fx, Fz = componenti forze applicate sul muro
 Mstab, Mrib = momento stabilizzante, ribaltante
 Mg = momento totale riferito a baricentro platea e intradosso platea

Tensioni risultanti sul terreno di fondazione

SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE:

Tensione anteriore = -133.80 kPa
 Tensione posteriore = -19.91 kPa

SEZIONE PARZIALIZZATA:

Lungh. carico triang. = 2.82 m (risultante dentro la platea)
 Tensione anteriore = -136.09 kPa
 Tensione min = -133.80 kPa
 Tensione max = -19.91 kPa

Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo ed Opere ad Esso Connesse
 Progetto Definitivo Tratta D
PROGETTO DEFINITIVO

Sollecitazioni sulla zattera di fondazione

MENSOLA	SEZIONE	X (m)	ΔX (m)	qz,inf (kN/m ²)	qz,sup (kN/m ²)	Vk,inf (kN/m)	Vk,sup (kN/m)	Mk,inf (kNm/m)	Mk,sup (kNm/m)	Vk,tot (kN/m)	Mk,tot (kNm/m)
Anteriore	0	0.00	0.00	133.80	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Anteriore	1	-0.13	0.13	128.05	-12.50	16.53	-1.58	1.05	-0.10	14.95	0.95
Anteriore	2	-0.25	0.25	122.30	-12.50	32.33	-3.16	4.14	-0.40	29.17	3.74
Anteriore	3	-0.38	0.38	116.55	-12.50	47.40	-4.73	9.18	-0.90	42.67	8.28
Anteriore	4	-0.50	0.50	110.80	-12.50	61.75	-6.31	16.08	-1.59	55.44	14.48
Posteriore	5	-1.05	1.45	85.97	-77.50	76.76	-114.38	44.08	-84.37	-37.62	-40.30
Posteriore	6	-1.34	1.16	72.76	-77.50	53.74	-91.90	25.25	-54.46	-38.16	-29.22
Posteriore	7	-1.63	0.87	59.54	-77.50	34.56	-69.43	12.53	-31.07	-34.86	-18.54
Posteriore	8	-1.92	0.58	46.33	-77.50	19.21	-46.95	4.83	-14.20	-27.74	-9.37
Posteriore	9	-2.21	0.29	33.12	-77.50	7.69	-24.48	1.02	-3.84	-16.79	-2.82
Posteriore	10	-2.50	0.00	19.91	-77.50	0.00	-2.00	0.00	0.00	-2.00	0.00

Legenda:

X = ascissa sezione platea

DX = distanza sezione da lembo estremo

qz, inf = carico distribuito dal basso (tensione del terreno)

qz, sup = carico distribuito dall'alto

Vk = sforzo di taglio caratteristico

Mk = momento flettente caratteristico (positivo per trazione a intradosso platea)

Verifica di corpo rigido

Verifica a scorrimento

Inclinazione piano di scorrimento:	ibm =	0.000 °	
Totale forze verticali:	Fz,tot =	-192.14 kN/m	
Totale forze orizzontali:	Fx,tot =	55.38 kN/m	
Forza normale al piano:	Fn =	-192.14 kN/m	
Forza tangente al piano:	Ft,ag =	55.38 kN/m	
Forza resistente:	Ft,res =	106.50 kN/m	
Spinta passiva sul dente:	Spx =	0.00 kN/m	
Coeff. di sicurezza:	Fs =	1.75	VERIFICATO

Verifica a ribaltamento

Tot. momenti stabilizzanti:	Mstab =	-236.04 kNm/m	
Tot. momenti ribaltanti:	Mrib =	55.19 kNm/m	
Coeff. di sicurezza:	Fs =	3.72	VERIFICATO

8. FONDAZIONE TIPO 2

L'opera tipo 2 è un muretto in c.a. su fondazione diretta (BA02-IR17 e BA04) che è completamente e/o parzialmente interrato, e funge da fondazione della barriera acustica di altezza 3 m posta in sommità al paramento:

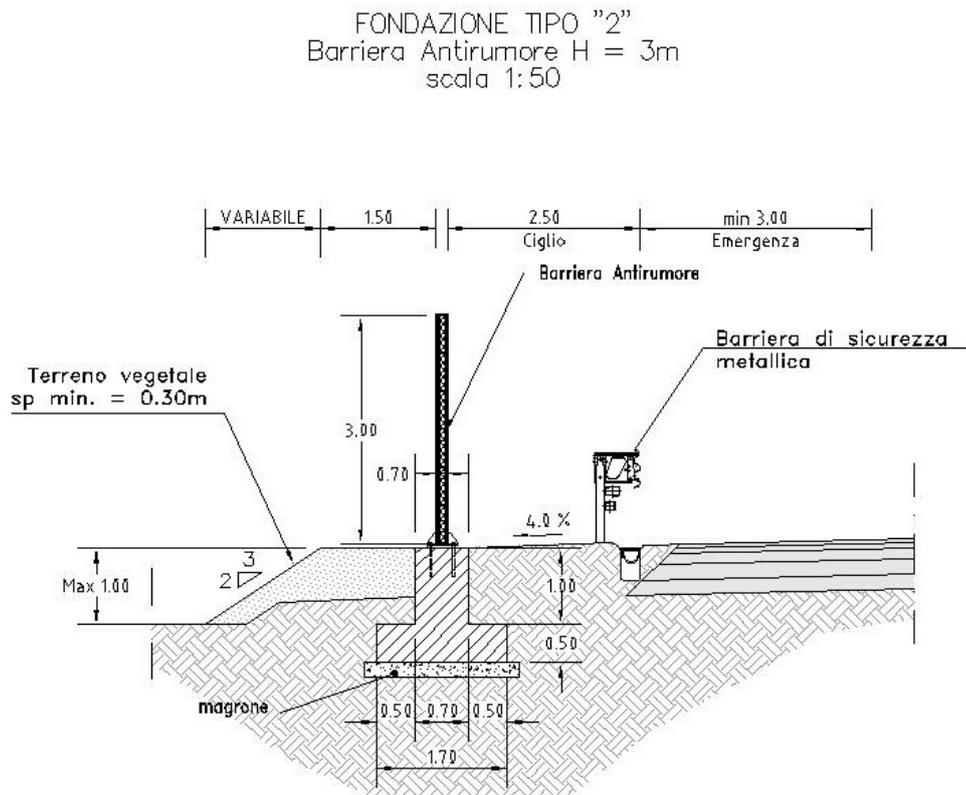


Figura 4: Sezioni Tipologico 2

Il muro presenta una altezza massima del paramento di 1.00 m con spessore costante di 0.70 m sulla cui sommità viene installata la barriera acustica. La fondazione, di tipo diretto, ha dimensioni trasversali 1.70x0.50 m con mensole di 50 cm.

L'opera è stata calcolata come un muro in c.a. completamente interrato (senza spinta a tergo del terreno).

I criteri di verifica geotecnica sono analoghi a quelli per la fondazione tipo 1 descritta al paragrafo 7.1.

8.1 RISULTATI DELLE VERIFICHE

Il paramento verticale e la zattera di fondazione sono calcolate per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, la spinta del terreno, il carico da vento, le spinte sismiche e le forze di inerzia. Gli elementi strutturali vengono suddivise in 10 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso – flessione e taglio, calcolando le armature necessarie e successivamente verificandolo agli SLE a fessurazione.

8.1.1 Verifiche geotecniche

Le verifiche del muro sono state condotte in tutte le combinazioni previste e di seguito si riporta una tabella dei fattori di sicurezza ottenuti secondo le varie combinazioni.

Tabella 9: Fattori di sicurezza per le Verifiche Geotecniche

Combinazioni		Descrizione	Fs,scorr	Fs,rib	Fs,sch (D)
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	296051.929	361865.942	5.850
2	A1+M1+R3.	SLU 2 - Statica + vento	2.755	1.373	1.323
3	SISMA X+ Z+	Sisma 1	7.959	11.621	9.680
4	SISMA X+ Z-	Sisma 2	9.265	59.141	9.381
5	Freq.	SLE 1	3.031	1.579	3.042
6	Q. Perm.	SLE 2	325657.122	416145.833	13.454

Legenda:

Fs,scorr = Fattore di sicurezza allo scorrimento

Fs,rib = Fattore di sicurezza al ribaltamento

Fs,sch (D) = Fattore di sicurezza allo schiacciamento in condizioni Drenate

Come si evince tutti i fattori di sicurezza risultano maggiori dell'unità, pertanto le verifiche geotecniche sono soddisfatte.

8.1.2 Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali sono state eseguite allo SLU e allo SLE con riferimento alle azioni normali (sforzo N e momento flettente M) e alle azioni taglianti della combinazione di calcolo più gravosa ricavata dall'analisi geotecnica condotta sul muro.

Le verifiche del paramento verticale e della zattera di fondazione riportate di seguito sono relative alla sola combinazione più gravosa, ovvero la n° 2:

Tabella 10: Verifica a presso-flessione e taglio del paramento

VERIFICA DEL PARAMENTO

Combinazione di verifica: 2

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	Rck =	40 MPa	fctm =	3.10 MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fcd =	18.81 MPa	fcd =	9.41 MPa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd =	1.45 MPa		
Tens. snervamento di calcolo armat. long.:	fyd1 =	391.30 MPa	cotθ =	2 (1÷2,5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 =	391.30 MPa		
Distanza asse armatura da filo muro:	c =	7.90 cm		

Tabella di verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ω _{Ed}	A _s _{nec} (cm ² /m)	A _s _{min} (cm ² /m)	A _s _{prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	70.00	62.10	-2.00	15.97	0.00	0.00	0.63	11.12	15.71	1.00
1.00	70.00	62.10	-3.75	17.08	0.00	0.00	0.65	11.12	15.71	0.90
2.00	70.00	62.10	-5.50	18.19	0.00	0.00	0.67	11.12	15.71	0.80
3.00	70.00	62.10	-7.25	19.30	0.00	0.00	0.69	11.12	15.71	0.70
4.00	70.00	62.10	-9.00	20.41	0.00	0.00	0.71	11.12	15.71	0.60
5.00	70.00	62.10	-10.75	21.52	0.00	0.00	0.73	11.12	15.71	0.50
6.00	70.00	62.10	-12.50	22.63	0.00	0.00	0.76	11.12	15.71	0.40
7.00	70.00	62.10	-14.25	23.74	0.00	0.00	0.78	11.12	15.71	0.30
8.00	70.00	62.10	-16.00	24.85	0.00	0.00	0.80	11.12	15.71	0.20
9.00	70.00	62.10	-17.75	25.96	0.00	0.00	0.82	11.12	15.71	0.10
10.00	70.00	62.10	-19.50	27.08	0.00	0.00	0.84	11.12	15.71	0.00

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo

M_{Ed} = Momento flettente ultimo

A_s_{nec} = Area di armatura tesa necessaria

A_s_{prog} = Area di armatura tesa di progetto

μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa

ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura

A_s_{min} = Area di armatura tesa minima

θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	A _{sw} /s _{min} (cm ² /m)	A _{sw} /s _{nec} (cm ² /m)	A _{sw} /s _{prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	70.00	62.10	11.11	245.78	5257.39	6.15	0.00	6.41	1.00
1.00	70.00	62.10	11.11	245.78	5257.39	6.15	0.00	6.41	0.90
2.00	70.00	62.10	11.11	245.78	5257.39	6.15	0.00	6.41	0.80
3.00	70.00	62.10	11.11	245.78	5257.39	6.15	0.00	6.41	0.70
4.00	70.00	62.10	11.11	245.78	5257.39	6.15	0.00	6.41	0.60
5.00	70.00	62.10	11.11	245.78	5257.39	6.15	0.00	6.41	0.50
6.00	70.00	62.10	11.11	245.78	5257.39	6.15	0.00	6.41	0.40
7.00	70.00	62.10	11.11	245.78	5257.39	6.15	0.00	6.41	0.30
8.00	70.00	62.10	11.11	245.78	5257.39	6.15	0.00	6.41	0.20
9.00	70.00	62.10	11.11	245.78	5257.39	6.15	0.00	6.41	0.10
10.00	70.00	62.10	11.11	245.78	5257.39	6.15	0.00	6.41	0.00

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo

V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura

V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa

A_{sw}/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria

A_{sw}/s_{min} = Area di armatura a taglio minima

A_{sw}/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

Come si evince, disponendo armatura longitudinale sul lembo interno pari a Ø20/20 (15.71 cmq) ed armature trasversali costituite da spilli Ø12/40x60 (6.41 cmq), le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo ed Opere ad Esso Connesse
 Progetto Definitivo Tratta D
PROGETTO DEFINITIVO

Tabella 11: Verifica a flessione e taglio della fondazione

VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Combinazione di verifica: 2

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:	Rck =	40.00 Mpa	fctm =	3.10 MPa
Resistenza a compressione di calcolo cls:	fcd =	22.13 Mpa	fcd =	11.07 Mpa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	fctd =	3.17 Mpa		
Tens. snervamento di calcolo armat. long.:	fyd1 =	391.30 Mpa	cotθ =	2 (1:2.5)
Tens. snervamento di calcolo staffe:	fyd2 =	391.30 Mpa		
Distanza asse armatura: da filo muro:	c =	7.70 cm		

Tabella di verifica a flessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ω _{Ed}	A _s _{nec} (cm ² /m)	A _s _{min} (cm ² /m)	A _s _{prog} (cm ² /m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore										
0	50	42.3	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	7.57	10.05	0.00
1	50	42.3	0.00	0.90	0.0002	0.0002	0.05	7.57	10.05	0.13
2	50	42.3	0.00	3.42	0.0009	0.0009	0.21	7.57	10.05	0.25
3	50	42.3	0.00	7.26	0.0018	0.0018	0.44	7.57	10.05	0.38
4	50	42.3	0.00	12.14	0.0031	0.0031	0.74	7.57	10.05	0.50
Mensola posteriore - Lembo superiore										
5	50	42.3	0.00	-5.06	0.0013	0.0013	0.31	7.57	10.05	1.20
6	50	42.3	0.00	-3.40	0.0009	0.0009	0.21	7.57	10.05	1.30
7	50	42.3	0.00	-2.06	0.0005	0.0005	0.12	7.57	10.05	1.40
8	50	42.3	0.00	-1.05	0.0003	0.0003	0.06	7.57	10.05	1.50
9	50	42.3	0.00	-0.36	0.0001	0.0001	0.02	7.57	10.05	1.60
10	50	42.3	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	7.57	10.05	1.70

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo

M_{Ed} = Momento flettente ultimo

A_s_{nec} = Area di armatura tesa necessaria

A_s_{prog} = Area di armatura tesa di progetto

μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa

ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura

A_s_{min} = Area di armatura tesa minima

θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	A _s w/S _{min} (cm ² /m)	A _s w/S _{nec} (cm ² /m)	A _s w/S _{prog} (cm ² /m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore									
0	50	42.1	0.00	186.41	1677.26	6.15	0.00	6.41	0.00
1	50	42.3	14.08	215.11	1685.23	6.15	0.00	6.41	0.13
2	50	42.3	25.83	215.11	1685.23	6.15	0.00	6.41	0.25
3	50	42.3	35.26	215.11	1685.23	6.15	0.00	6.41	0.38
4	50	42.3	42.36	215.11	1685.23	6.15	0.00	6.41	0.50
Mensola posteriore - Lembo superiore									
5	50	42.3	-18.25	215.11	1685.23	6.15	0.00	6.41	1.20
6	50	42.3	-15.00	215.11	1685.23	6.15	0.00	6.41	1.30
7	50	42.3	-11.75	215.11	1685.23	6.15	0.00	6.41	1.40
8	50	42.3	-8.50	215.11	1685.23	6.15	0.00	6.41	1.50
9	50	42.3	-5.25	215.11	1685.23	6.15	0.00	6.41	1.60
10	50	42.3	-2.00	215.11	1685.23	6.15	0.00	6.41	1.70

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo

V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura

V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa

A_sw/S_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria

A_sw/S_{min} = Area di armatura a taglio minima

A_sw/S_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

Come si evince, disponendo armatura sul lembo superiore e inferiore pari a $\varnothing 16/20$ (10.05 cmq) ed armature trasversali costituite da spilli $\varnothing 12/40 \times 60$ (6.41 cmq), le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

Di seguito si riportano le tabelle di verifica a fessurazione e a capacità portante ed il tabulato di calcolo di dettaglio:

Tabella 12: Verifica a fessurazione

VERIFICA A FESSURAZIONE

Combinazione di verifica: 5

Caratteristiche materiali: paramento

Resistenza a compressione cubica caratteristica del cls:	$R_{ck} =$	40.00 MPa
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls:	$f_{ck} =$	33.20 MPa
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	$f_{cm} =$	41.20 MPa
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ctm} =$	3.10 MPa
Valore medio del modulo secante	$E_{cm} =$	33643 MPa
Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione	$E_s =$	200000 MPa

Caratteristiche materiali: zattera di fondazione

Resistenza a compressione cubica caratteristica del cls:	$R_{ck} =$	40.00 MPa
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls:	$f_{ck} =$	33.20 MPa
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	$f_{cm} =$	41.20 MPa
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ctm} =$	3.10 MPa
Valore medio del modulo secante	$E_{cm} =$	33643 MPa
Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione	$E_s =$	200000 MPa

Coefficienti per il calcolo della fessurazione

Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_1 =$	0.60
Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre	$k_2 =$	0.80
Coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni	$k_3 =$	0.50
Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure	$k_4 =$	3.40
Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure	$k_5 =$	0.43

Criteria di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazioni di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq 0.3\text{mm}$	ap. fessure	$\leq 0.4\text{mm}$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq 0.2\text{mm}$	ap. fessure	$\leq 0.3\text{mm}$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq 0.2\text{mm}$	ap. fessure	$\leq 0.3\text{mm}$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq 0.2\text{mm}$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq 0.2\text{mm}$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq 0.2\text{mm}$

Apertura massima teorica delle fessure all'estradosso	$w_{ks} =$	0.20 mm
Apertura massima teorica delle fessure all'intradosso	$w_{ki} =$	0.20 mm

Tabelle di calcolo della fessurazione paramento muro

Elemento	Sez.	Sollecitazioni			Caratteristiche geometriche			Armatura tesa		
		N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{fess} [kNm]	b [cm]	h [cm]	d [cm]	A_s [cm ²]	(c+ ψ /2) [cm]	ϕ [mm]
Paramento	0	-2.00	15.97	266.02	100.00	70.00	61.10	15.71	8.90	20.00
Paramento	1	-3.75	17.08	266.23	100.00	70.00	61.10	15.71	8.90	20.00
Paramento	2	-5.50	18.19	266.43	100.00	70.00	61.10	15.71	8.90	20.00
Paramento	3	-7.25	19.30	266.64	100.00	70.00	61.10	15.71	8.90	20.00
Paramento	4	-9.00	20.41	266.84	100.00	70.00	61.10	15.71	8.90	20.00
Paramento	5	-10.75	21.52	267.05	100.00	70.00	61.10	15.71	8.90	20.00
Paramento	6	-12.50	22.63	267.25	100.00	70.00	61.10	15.71	8.90	20.00
Paramento	7	-14.25	23.74	267.46	100.00	70.00	61.10	15.71	8.90	20.00
Paramento	8	-16.00	24.85	267.67	100.00	70.00	61.10	15.71	8.90	20.00
Paramento	9	-17.75	25.96	267.87	100.00	70.00	61.10	15.71	8.90	20.00
Paramento	10	-19.50	27.08	268.08	100.00	70.00	61.10	15.71	8.90	20.00

Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo ed Opere ad Esso Connesse
 Progetto Definitivo Tratta D
PROGETTO DEFINITIVO

Elemento	Sez.	Arm. compressa		Ampiezza delle fessure							
		A _s [cm ²]	(c+ψ/2) [cm]	x [cm]	A _{c,eff} [cm ²]	S _s [N/mm ²]	S _{sr} [N/mm ²]	r _r	e _{sm - 6cm} ‰	S _{rm} [mm]	W _k [mm]
Paramento	0	3.93	8.90	15.02	2225.00	17.48	301.15	0.01	0.00	511.86	0.03
Paramento	1	3.93	8.90	15.37	2225.00	18.19	300.83	0.01	0.00	511.86	0.03
Paramento	2	3.93	8.90	15.68	2225.00	18.90	300.51	0.01	0.00	511.86	0.03
Paramento	3	3.93	8.90	15.95	2225.00	19.62	300.19	0.01	0.00	511.86	0.03
Paramento	4	3.93	8.90	16.20	2225.00	20.33	299.87	0.01	0.00	511.86	0.03
Paramento	5	3.93	8.90	16.43	2225.00	21.05	299.55	0.01	0.00	511.86	0.03
Paramento	6	3.93	8.90	16.64	2225.00	21.77	299.23	0.01	0.00	511.86	0.03
Paramento	7	3.93	8.90	16.83	2225.00	22.49	298.91	0.01	0.00	511.86	0.03
Paramento	8	3.93	8.90	17.01	2225.00	23.22	298.59	0.01	0.00	511.86	0.04
Paramento	9	3.93	8.90	17.17	2225.00	23.94	298.27	0.01	0.00	511.86	0.04
Paramento	10	3.93	8.90	17.33	2225.00	24.66	297.95	0.01	0.00	511.86	0.04

Tablelle di calcolo della fessurazione zattera di fondazione

Platea	Sez.	Sollecitazioni			Caratteristiche geometriche			Armatura tesa		
		N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	M _{ress} [kNm]	b [cm]	h [cm]	d [cm]	A _s [cm ²]	(c+ψ/2) [cm]	φ [mm]
Anteriore	0	0.00	0.00	137.38	100.00	50.00	41.50	10.05	8.50	16.00
Anteriore	1	0.00	0.90	133.48	100.00	50.00	41.50	10.05	8.50	16.00
Anteriore	2	0.00	3.42	133.48	100.00	50.00	41.50	10.05	8.50	16.00
Anteriore	3	0.00	7.26	133.48	100.00	50.00	41.50	10.05	8.50	16.00
Anteriore	4	0.00	12.14	133.48	100.00	50.00	41.50	10.05	8.50	16.00
Posteriore	5	0.00	-5.06	137.38	100.00	50.00	41.50	10.05	8.50	16.00
Posteriore	6	0.00	-3.40	137.38	100.00	50.00	41.50	10.05	8.50	16.00
Posteriore	7	0.00	-2.06	137.38	100.00	50.00	41.50	10.05	8.50	16.00
Posteriore	8	0.00	-1.05	137.38	100.00	50.00	41.50	10.05	8.50	16.00
Posteriore	9	0.00	-0.36	137.38	100.00	50.00	41.50	10.05	8.50	16.00
Posteriore	10	0.00	0.00	137.38	100.00	50.00	41.50	10.05	8.50	16.00

Elemento	Sez.	Arm. compressa		Ampiezza delle fessure							
		A _s [cm ²]	(c+ψ/2) [cm]	x [cm]	A _{c,eff} [cm ²]	S _s [N/mm ²]	S _{sr} [N/mm ²]	r _r	e _{sm - 6cm} ‰	S _{rm} [mm]	W _k [mm]
Anteriore	0	2.51	8.50	9.74	2125.00	0.00	357.70	0.00	0.00	603.85	0.00
Anteriore	1	2.51	8.50	9.74	2125.00	2.35	347.56	0.00	0.00	603.85	0.00
Anteriore	2	2.51	8.50	9.74	2125.00	8.91	347.56	0.00	0.00	603.85	0.02
Anteriore	3	2.51	8.50	9.74	2125.00	18.91	347.56	0.00	0.00	603.85	0.03
Anteriore	4	2.51	8.50	9.74	2125.00	31.61	347.56	0.00	0.00	603.85	0.06
Posteriore	5	2.51	8.50	9.74	2125.00	13.18	357.70	0.00	0.00	603.85	0.02
Posteriore	6	2.51	8.50	9.74	2125.00	8.85	357.70	0.00	0.00	603.85	0.02
Posteriore	7	2.51	8.50	9.74	2125.00	5.37	357.70	0.00	0.00	603.85	0.01
Posteriore	8	2.51	8.50	9.74	2125.00	2.73	357.70	0.00	0.00	603.85	0.00
Posteriore	9	2.51	8.50	9.74	2125.00	0.94	357.70	0.00	0.00	603.85	0.00
Posteriore	10	2.51	8.50	9.74	2125.00	0.00	357.70	0.00	0.00	603.85	0.00

Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo ed Opere ad Esso Connesse
 Progetto Definitivo Tratta D
PROGETTO DEFINITIVO

Tabella 13: Verifica a capacità portante

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Dati di Input

Larghezza fondazione	B =	1.70 m
Larghezza equivalente fondazione	Be =	0.60 m
Inclinazione piano di posa	$\alpha =$	0.000 °
Inclinazione p.c.	$\beta_{pc} =$	0.000 °
Eccentricità	e =	0.55 m
Altezza di scavo	D =	1.00 m
Profondità della falda dal p.p.	Zf =	0.00 m
Profondità di influenza fondazione dal p.p.	Zi =	2.70 m

Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici

N° strato	Descrizione	Tipo strato	Cond.	ZI (m)	ZF (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	cu (kN/m ²)
1	Strato	Sabbie sciolte	Drenate	0.00	20.00	19.00	19.00	29.00	0.00	0.00

Legenda:

ZI = Profondità iniziale strato dal p.c.

ZF = Profondità finale strato dal p.c.

γ = Peso specifico strato

γ_{sat} = Peso specifico strato

ϕ' = Angolo di attrito efficace

c' = Coesione drenata

cu = Coesione non drenata

Parametri geotecnici dello strato di fondazione

N° strato terreno di fondazione:	1
Tipo di verifica:	Drenate
Peso specifico:	$\gamma = 19.00$ kN/m ³
Peso specifico saturo:	$\gamma_{sat} = 19.00$ kN/m ³
Peso specifico efficace:	$\gamma' = 9.00$ kN/m ³
Angolo di attrito efficace:	$\phi' = 29.000$ °
Coesione drenata:	c' = 0.00 kN/m ²
Coesione non drenata:	cu = 0.00 kN/m ²
Angolo di attrito efficace ridotto:	$\phi'_{rid} = 29.000$ °
Coesione drenata ridotta:	c'_{rid} = 0.00 kN/m ²
Coesione non drenata ridotta:	cu_{rid} = 0.00 kN/m ²

Fattori di capacità portante

Nc =	27.86	Condizioni drenate
Nc =	5.14	Condizioni non drenate
Nq =	16.44	
N _γ =	12.84	

Fattori correttivi

Condizioni drenate	S _q =	1.00
	S _r =	1.00
	S _c =	1.00
	d _q =	1.30
	d _c =	1.32
	i _q =	0.67
	i _r =	1.00
	i _c =	0.65
	b _q =	1.00
	b _c =	1.00
	b _r =	1.00
	g _q =	1.00
	g _c =	1.00
g _r =	1.00	

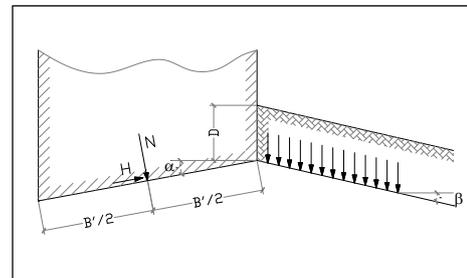
Fattori di forma

Fattori di profondità

Fattori di inclinazione di carico

Fattori di inclinazione della fondazione

Fattori di inclinazione piano di posa



Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo ed Opere ad Esso Connesse
 Progetto Definitivo Tratta D
PROGETTO DEFINITIVO

Coefficienti parziali	Statica		Sismica		Fessurazione	
	A1+M1+R3.	EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z -	Freq.	Q. Perm.
Tangente angolo di attrito	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione non drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Capacità portante	2.30	1.40	1.20	1.20	1.00	1.00

Tabella di verifica della capacità portante

N°	Combinazioni		Fx (kN)	Fz (kN)	My (kNm)	qEd (kPa)	FS	qRd (D) (kPa)	qRd (U) (kPa)	FS _{eff}
	Tipo	Descr.								
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	0.00	-58.75	0.00	-34.56	2.30	202.16	0.00	5.85
2	A1+M1+R3.	SLU 2 - Statica + vento	11.11	-60.75	33.33	-100.79	2.30	133.32	0.00	1.32
3	SISMA X+ Z+	Sisma 1	3.97	-56.96	2.78	-35.54	1.20	344.09	0.00	9.68
4	SISMA X+ Z -	Sisma 2	3.62	-60.54	2.37	-37.33	1.20	350.17	0.00	9.38
5	Freq.	SLE 1	11.11	-60.75	33.33	-100.79	1.00	306.64	0.00	3.04
6	Q. Perm.	SLE 2	0.00	-58.75	0.00	-34.56	1.00	464.96	0.00	13.45

Tabella 14: Tabulato di calcolo Comb. 2

DETTAGLI DI CALCOLO COMBINAZIONE: 2

Dati geometrici:

Coeff. di spinta:	$K_S =$	0.254
Peso di volume terreno:	$P_t =$	20.0 kN/m ³
Peso di volume calcestruzzo:	$P_{cls} =$	25.0 kN/m ³
Inclinazione spinta su paramento muro:	$\text{ism} =$	22.678 °
Angolo di attrito terreno di base:	$\phi_t =$	29.0 °
Angolo di attrito platea-terreno:	$\delta =$	29.0 °
Coesione non drenata:	$c_u =$	0.00 kPa

Dati di carico:

Acc sismica orizzontale:	$A_{so} =$	0.00 g
Acc sismica vert. (+ verso alto):	$A_{sv} =$	0.00 g
Incremento sismico spinta:	$\Delta K_S =$	0.00
Acc.orizz.su terreno sopra platea:	$A_{ot} =$	1 (1= si, 0= no)
Sovraccarico variabile a monte:	$Q_{sm} =$	0 kPa
Percentuale sovr. su platea:	$SSP =$	0 (0 -100%)
Carico terreno a monte:	$Q_{tm} =$	0.00 kPa
Sovraccarico variabile a valle:	$Q_{sv} =$	0.00 kPa
Livello acqua falda da estr. platea:	$hwf =$	-0.50 m
Press. idrostatica dietro paramento muro:	$ADM =$	0 (1= si, 0= no)

Sollecitazioni sul paramento

SEZIONE	Z da MS (m)	Z da PS (m)	S (cm)	Xg (m)	qh (kPa)	qv (kPa)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)
0	0.00	1.00	70.00	0.35	0.00	-17.50	-2.00	11.11	15.97
1	0.10	0.90	70.00	0.35	0.00	-17.50	-3.75	11.11	17.08
2	0.20	0.80	70.00	0.35	0.00	-17.50	-5.50	11.11	18.19
3	0.30	0.70	70.00	0.35	0.00	-17.50	-7.25	11.11	19.30
4	0.40	0.60	70.00	0.35	0.00	-17.50	-9.00	11.11	20.41
5	0.50	0.50	70.00	0.35	0.00	-17.50	-10.75	11.11	21.52
6	0.60	0.40	70.00	0.35	0.00	-17.50	-12.50	11.11	22.63
7	0.70	0.30	70.00	0.35	0.00	-17.50	-14.25	11.11	23.74
8	0.80	0.20	70.00	0.35	0.00	-17.50	-16.00	11.11	24.85
9	0.90	0.10	70.00	0.35	0.00	-17.50	-17.75	11.11	25.96
10	1.00	0.00	70.00	0.35	0.00	-17.50	-19.50	11.11	27.08

TRATTA D

Barriere Acustiche – Relazione di calcolo Fondazioni

Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo ed Opere ad Esso Connesse
 Progetto Definitivo Tratta D
PROGETTO DEFINITIVO

Sollecitazioni da cls muro (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m ²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Paramento rett.	0.70	0.85	1.00	0.00	-17.50	-14.88	0.00	0.00
Paramento triang.m	0.00	1.20	0.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Paramento triang.v	0.00	0.50	0.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Platea	0.85	0.85	0.25	0.00	-21.25	-18.06	0.00	0.00

Sollecitazioni da terrapieno (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m ²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Terrapieno monte 1	0.50	1.45	1.00	0.00	-10.00	-14.50	0.00	-6.00
Terrapieno monte 2	0.00	1.20	1.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Terrapieno valle	0.50	0.25	1.00	0.00	-10.00	-2.50	0.00	6.00

Sollecitazioni esterne (spinte, sovraccarichi e forze)

CARICO	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Peso sovracc. su platea a monte	1.45	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso sovracc. su platea a valle	0.25	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta sovr. monte	1.70	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno su muro	1.70	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Increment sismico spinta terr.	1.70	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni di svio	0.85	1.50	11.11	-2.00	0.00	31.63	33.33
Spinta dell'acqua	1.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sottospinta idraulica	0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 1° tirante	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 2° tirante	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno a valle su platea	0.00	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni risultanti ad estradosso zattera di fondazione

CONTRIBUTO	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Muro	0.00	-38.75	-32.94	0.00	0.00
Terrapieno	0.00	-20.00	-17.00	0.00	0.00
Sollecitazioni esterne	11.11	-2.00	0.00	31.63	33.33
TOTALE:	11.11	-60.75	-49.94	31.63	33.33

Legenda:

X, Z = coordinate delle forze applicate sul muro

Fx, Fz = componenti forze applicate sul muro

Mstab, Mrib = momento stabilizzante, ribaltante

Mg = momento totale riferito a baricentro platea e intradosso platea

Tensioni risultanti sul terreno di fondazione

SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE:

Tensione anteriore = -104.93 kPa
 Tensione posteriore = 33.46 kPa

SEZIONE PARZIALIZZATA:

Lungh. carico triang. = 0.90 m (risultante dentro la platea)
 Tensione anteriore = -134.39 kPa
 Tensione min = -134.39 kPa
 Tensione max = 0.00 kPa

Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo ed Opere ad Esso Connesse
 Progetto Definitivo Tratta D
PROGETTO DEFINITIVO

Sollecitazioni sulla zattera di fondazione

MENSOLA	SEZIONE	X (m)	ΔX (m)	qz,inf (kN/m ²)	qz,sup (kN/m ²)	Vk,inf (kN/m)	Vk,sup (kN/m)	Mk,inf (kNm/m)	Mk,sup (kNm/m)	Vk,tot (kN/m)	Mk,tot (kNm/m)
Anteriore	0	0.00	0.00	134.39	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Anteriore	1	-0.13	0.13	115.81	-12.50	15.64	-1.56	1.00	-0.10	14.08	0.90
Anteriore	2	-0.25	0.25	97.23	-12.50	28.95	-3.13	3.81	-0.39	25.83	3.42
Anteriore	3	-0.38	0.38	78.65	-12.50	39.94	-4.69	8.14	-0.88	35.26	7.26
Anteriore	4	-0.50	0.50	60.07	-12.50	48.61	-6.25	13.70	-1.56	42.36	12.14
Posteriore	5	-1.20	0.50	0.00	-32.50	0.00	-18.25	0.00	-5.06	-18.25	-5.06
Posteriore	6	-1.30	0.40	0.00	-32.50	0.00	-15.00	0.00	-3.40	-15.00	-3.40
Posteriore	7	-1.40	0.30	0.00	-32.50	0.00	-11.75	0.00	-2.06	-11.75	-2.06
Posteriore	8	-1.50	0.20	0.00	-32.50	0.00	-8.50	0.00	-1.05	-8.50	-1.05
Posteriore	9	-1.60	0.10	0.00	-32.50	0.00	-5.25	0.00	-0.36	-5.25	-0.36
Posteriore	10	-1.70	0.00	0.00	-32.50	0.00	-2.00	0.00	0.00	-2.00	0.00

Legenda:

X = ascissa sezione platea
 DX = distanza sezione da lembo estremo
 qz, inf = carico distribuito dal basso (tensione del terreno)
 qz, sup = carico distribuito dall'alto
 Vk = sforzo di taglio caratteristico
 Mk = momento flettente caratteristico (positivo per trazione a intradosso platea)

Verifica di corpo rigido

Verifica a scorrimento

Inclinazione piano di scorrimento:	ibm =	0.000 °	
Totale forze verticali:	Fz,tot =	-60.75 kN/m	
Totale forze orizzontali:	Fx,tot =	11.11 kN/m	
Forza normale al piano:	Fn =	-60.75 kN/m	
Forza tangente al piano:	Ft,ag =	11.11 kN/m	
Forza resistente:	Ft,res =	33.67 kN/m	
Spinta passiva sul dente:	Spx =	0.00 kN/m	
Coeff. di sicurezza:	Fs =	2.76	VERIFICATO

Verifica a ribaltamento

Tot. momenti stabilizzanti:	Mstab =	-49.94 kNm/m	
Tot. momenti ribaltanti:	Mrib =	31.63 kNm/m	
Coeff. di sicurezza:	Fs =	1.37	VERIFICATO

9. FONDAZIONE TIPO 3

L'opera tipo 3 è un cordolo in c.a. su pali trivellati $\varnothing 800$ mm che funge da fondazione della barriera acustica. La necessità di utilizzare una fondazione indiretta sta nel fatto di trasferire i carichi in profondità in quanto realizzato a ridosso della scarpata di un rilevato (BA01 e BA02 IR17) o di una trincea (BA03 e BA06):

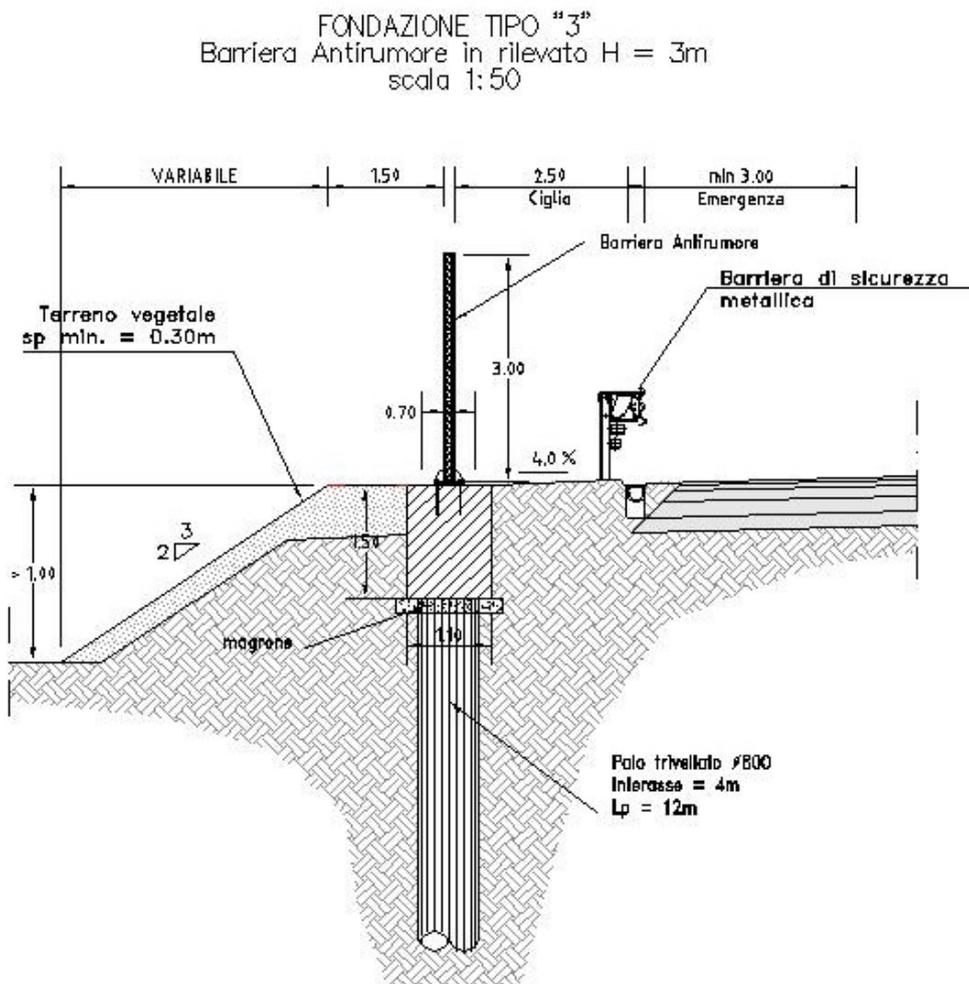


Figura 5: Sezioni Tipologico 3 in rilevato

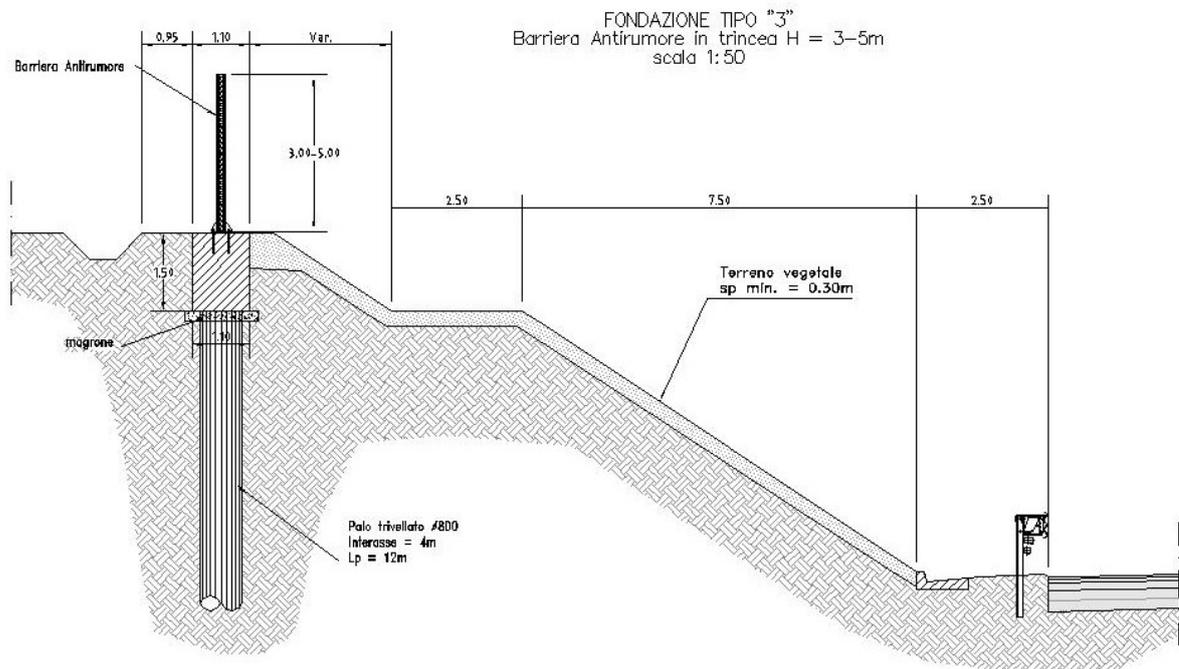


Figura 6: Sezioni Tipologico 3 in trincea

Il cordolo ha dimensioni trasversali 1.10x1.50 m sulla cui sommità viene installata la barriera acustica mentre i pali trivellati Ø800 mm di lunghezza pari a $L_p = 12$ m sono disposti ad interasse di 4 m.

Il calcolo dell'opera è stato condotto, oltre ad applicare i pesi propri/portati e le azioni trasmesse dalla barriera in sommità cordolo, tenendo in conto della spinta a riposo del terreno per tutta l'altezza del cordolo (trascurando il terreno a valle lato scarpata) e trascurando cautelativamente il contributo di resistenza laterale del palo per i primi 5 m, a partire da cui è possibile essere sicuri del contributo laterale che il terreno fornisce lato scarpata.

L'azione dimensionante risulta essere l'azione del vento sulla barriera, per cui si trascurano le verifiche in condizioni sismiche.

Il calcolo illustrato nel presente capitolo riguarda il caso di opera in rilevato stradale con altezza barriera di 5 m in quanto risulta essere la situazione più gravosa.

9.1 CRITERI DI VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

9.1.1 Capacità portante a carichi assiali dei pali

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione è condotto con la combinazione A1+M1+R3 della Norme Tecniche e in ciascuna combinazione di calcolo prevista deve risultare:

$$Q_{rd} \geq Q_{Ed}$$

in cui

$$Q_{Ed} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{Q_s}{\gamma_s} + \frac{Q_b}{\gamma_b} \right) - W_k \cdot \gamma_G$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$Q_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b$$

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_s$$

D = diametro del palo

L = lunghezza del palo

q_b = pressione limite alla base del palo

τ_s = pressione laterale lungo il palo

γ_s, γ_b = coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

γ_G = coefficiente parziale di sicurezza per le azioni

ξ = fattore di correlazione funzione del numero di verticali indagate

Relativamente ai coefficienti parziali di sicurezza e al fattore di correlazione ξ , si fa riferimento alle seguenti tabelle:

Tabella 15: Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_f (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 16: Coefficienti parziali di sicurezza per resistenze

Resistenza	Simbolo	Pali infixi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R			
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 17: Fattore di correlazione per la deter. della resistenza caratteristica in funzione delle verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 18: Fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione delle verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Il terreno interessato alle opere fondazionali è di tipo incoerente la cui resistenza laterale lungo il fusto del palo e la resistenza alla punta vengono calcolate con le espressioni di seguito descritte:

$$q_b = \sigma'_{v0} \cdot N_q$$

$$\tau_s = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta$$

dove:

σ'_{v0} = tensione litostatica efficace;

K = coefficiente di spinta a riposo (0.50÷0.80);

$\delta = (0.50\div 1) \varphi'$;

φ' = angolo di attrito interno;

N_q = fattore di capacità portante, valutato secondo le indicazioni di Berezantzev, di seguito riportate:

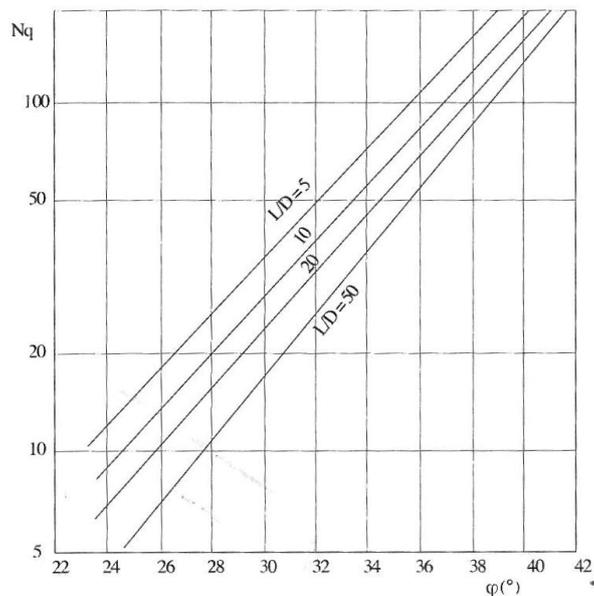


Figura 7: Valori del fattore N_q proposti da Berezantzev

In sede di verifica sono state fatte le seguenti assunzioni:

- coefficiente di Berezantzev cautelativamente posto pari a $N_q = 10$;
- angolo di attrito terra/muro $\delta = 0.7 \varphi'$;
- coefficiente di spinta $K = 0.50$;
- fattore di correlazione $\xi = 1.70$;
- il calcolo della resistenza laterale sono state condotte limitandone il valore massimo a $\tau_{s,max} = 200$ kPa;
- il calcolo della resistenza alla punta è stato condotto limitandone il valore massimo a $q_{b,max} = 2$ MPa.

9.1.2 Capacità portante a carichi trasversali dei pali

In presenza di forze orizzontali agenti su un palo è necessario che esso venga dimensionato a carico limite sotto queste azioni. Lo stato tenso-deformativo del complesso palo-terreno si presenta come problema tridimensionale, per la cui soluzione è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative.

La teoria che verrà presentata è quella sviluppata da Broms, che assume:

- terreno omogeneo;
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- forma del palo ininfluente.

Quest'ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione (M_y) del palo, a partire dalla quale si forma una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

Nello studio seguente si fa riferimento a pali soggetti a carichi orizzontali con rotazione libera in testa, in quanto si trascura la presenza di una struttura rigida in sommità palo (fondazione) e quindi l'assenza di un vincolo di incastro.

Per un terreno incoerente, come quello interessato dai pali di fondazione in progetto, si assume che la resistenza opposta dal terreno p alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot z \cdot D$$

dove

k_p = coefficiente di spinta passiva;

z = profondità dal piano campagna;

γ = peso specifico del terreno (in falda si considera il peso specifico efficace γ');

D = diametro del palo.

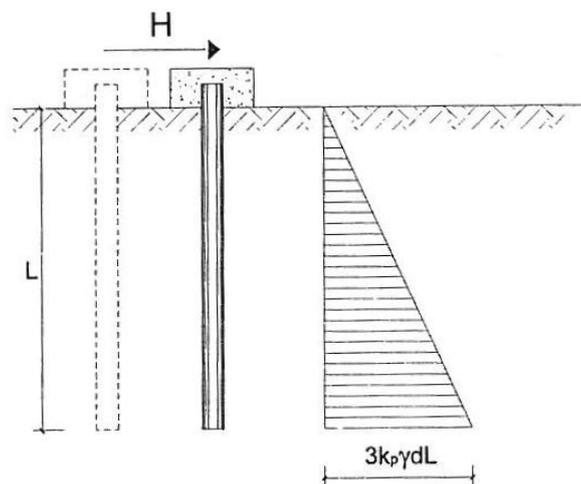


Figura 8: Resistenza limite dei terreni incoerenti

Come si evince dall'espressione precedente, la pressione orizzontale risulta tre volte maggiore della spinta passiva; ciò si giustifica tenendo in considerazione il fatto che il fenomeno di rottura in questo caso è di tipo tridimensionale, per cui esso comprende anche le azioni tangenziali che si sviluppano sulla superficie laterale del palo.

Di seguito si riportano i 2 possibili meccanismi di rottura:

- a) per palo “corto”, nel caso in cui $M_{max} < M_y$, la rotazione avviene attorno ad un punto molto prossimo all’estremità inferiore del palo.
 b) per palo “lungo”, nel caso in cui $M_{max} > M_y$, si determina una cerniera plastica ad una profondità f da testa palo.

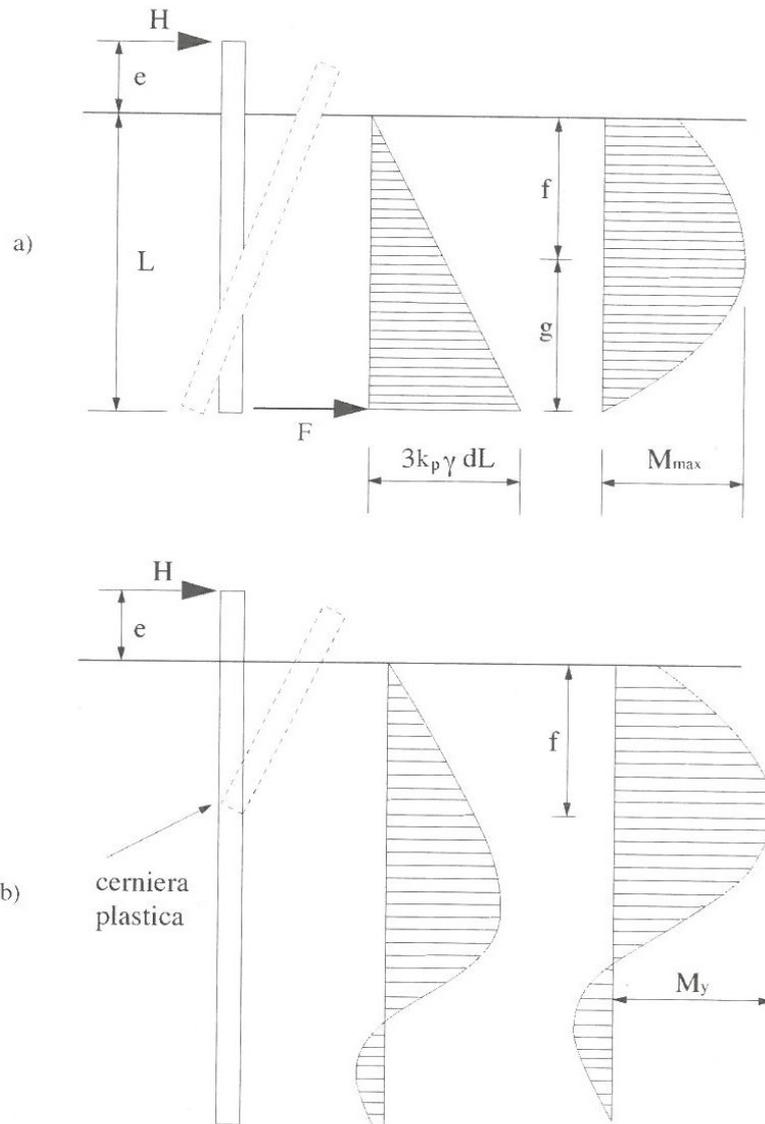


Figura 9: Meccanismi di rottura per pali liberi di ruotare in testa

L’azione ultima resistente del terreno a carichi trasversali risulta pertanto pari al valore minimo del taglio nei 2 casi di meccanismi di rottura, dividendo tale valore per il fattore di correlazione ξ relativo al numero n di verticali di indagini, analogo a quanto assunto per la capacità del palo a carichi verticali, e per il coefficiente parziale di sicurezza delle resistenze γ_T è determinato secondo la combinazione A1+M1+R3 in cui:

Tabella 19: Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a SLU di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

9.1.3 Calcolo delle sollecitazioni lungo il fusto del palo

Per le verifiche strutturali dei pali di fondazione, si procede con la determinazione dell'andamento delle sollecitazioni di taglio e di momento del palo, per assegnati carichi trasversali (V_p , M_p) applicati in testa risolvendo la seguente equazione differenziale:

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} - E_s \cdot y = 0$$

Nell'espressione precedente, i simboli hanno i seguenti significati:

- E_p = modulo di Young del palo
- I_p = momento di inerzia del palo
- y = spostamento orizzontale
- E_s = modulo di reazione orizzontale secante medio del terreno

L'equazione viene risolta in campo lineare mediante la teoria di Matlock & Reese (1960), che ha alla base le seguenti ipotesi:

- pali interamente immersi in un terreno omogeneo
- pali caricati in testa da una forza orizzontale (V_p) ed un momento flettente (M_p).

Sotto tali ipotesi sono ricavate le espressioni generali di seguito riportate:

• $M = (V_p \cdot T) \cdot A_m + M_p \cdot B_m$ momento flettente

• $V = V_p \cdot A_v + \frac{M_p}{T} \cdot B_v$ taglio

con il seguente significato dei simboli:

- $T = \left(\frac{E_p \cdot I_p}{E_s} \right)^{0,25}$
- A e B = coefficienti adimensionali funzione della flessibilità relativa, rappresentata dai rapporti L_p/T e z/T , essendo L_p la lunghezza del palo e z la profondità generica riferita alla testa palo.

Per quanto concerne lo sforzo normale, è valutato l'andamento lungo il fusto del palo mediante la risoluzione dell'equilibrio in direzione assiale per ciascun concio in cui questo è stato suddiviso, secondo la seguente espressione:

$$N(x) = Q_{Ed} - Q_{Ed}(x) + W_p$$

Mediante le espressioni di Matlock & Reese appena descritte, sono valutate le sollecitazioni di taglio e di momento lungo i fusti dei pali di fondazione, per ciascuna combinazione di carico definita e per le combinazioni più gravose sono condotte le relative verifiche strutturali.

9.1.4 *Calcolo strutturale dei pali*

La verifica strutturale del palo viene condotta a partire dalle sollecitazioni lungo il fusto ottenute secondo la teoria di Matlock & Reese su descritta. Le analisi sono state eseguite dividendo il palo in 20 conci e per ognuno di essi è stata condotta la verifica strutturale involupando le sollecitazioni di tutti i pali, in tutte le combinazioni. In tal modo si riesce ad armare il palo con una armatura longitudinale e trasversale che soddisfi le verifiche a presso/tenso-flessione e taglio in tutte le combinazioni e lungo l'intera lunghezza del palo.

9.2 **RISULTATI DELLE VERIFICHE**

9.2.1 *Azioni di calcolo*

A partire da quanto descritto al Capitolo 6, si riportano le azioni di calcolo ad intradosso cordolo di fondazione, ovvero in sommità palo, tenuto conto che questi sono disposti ad interasse di 4 m:

Tabella 20: Calcolo delle azioni testa palo

Geometria cordolo (per ml)

Base:	B =	1.00 m
Altezza:	H =	1.50 m
Eccentricità in X asse palo:	ex =	0.00 m
Peso plinto SLE/SLV:	W =	-37.5 kN
Peso plinto SLU:	W _{SLU} =	-50.63 kN
Momento asse palo My SLE/SLV:	My =	0.00 kNm
Momento asse palo My SLU:	My _{SLU} =	0.00 kNm

Spinta muro (per ml)

Altezza di spinta:	Hsp =	1.50 m
Angolo di attrito:	φ =	34.00 °
Coefficiente di spinta (a riposo):	k ₀ =	0.441
Peso specifico del terreno:	γ =	20.00 kN/mc
Carico stradale:	q =	0.00 kPa
Spinta attiva Sx =	Sx =	9.92 kN
Momento My =	My =	4.96 kNm
Spinta attiva ultima Sx =	Sx _{SLU} =	14.88 kN
Momento ultimo My =	My _{SLU} =	7.44 kNm

Azione del vento in testa cordolo

Altezza barriera:	Hb =	5.00 m
Montante:		HEA 160
Modulo di plasticizzazione montante:	Wpl =	117.60 cmc
Acciaio:	f _{yd} =	338.10 MPa
Momento di plasticizzazione montante:	Mpl =	39.76 kNm
Interasse montanti:	i =	2.00 m
Momento ultimo per metro lineare:	MEd =	29.82 kNm
Taglio ultimo per metro lineare:	VEd =	11.93 kN

Azione ultime in testa palo

Interasse pali:	ip =	4.00 m
-----------------	------	--------

Comb.	Np [kN]	Vp [kN]	Mp [kNm]
SLU	-202.50	107.22	220.60

9.2.2 Verifica a Capacità portante assiale

Note le azioni in testa al singolo palo si procede al dimensionamento geotecnico del palo, considerando cautelativamente il piano di posa (p.p.) della fondazione coincidente con il piano campagna (p.c.):

Tabella 21: Calcolo della capacità portante assiale

Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo ed Opere ad Esso Connesse
 Progetto Definitivo Tratta D
PROGETTO DEFINITIVO

Calcolo della capacità portante del palo

Lunghezza palo di progetto: $L_p =$ 12.00 m

Tabella di calcolo della resistenza laterale caratteristica del palo

N° Concio	z _{fin con.} dal p.p. (m)	z _{m con.} dal p.p. (m)	n° strato	γ' (kN/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	α	β	τ_{ks} (kN/m ²)	ΔQ_{ks} (kN)
1	0.60	0.30	1	20.00	6.00	0.00	0.00	0.22	1.32	0.00
2	1.20	0.90	1	20.00	18.00	0.00	0.00	0.22	3.97	0.00
3	1.80	1.50	1	10.00	24.00	0.00	0.00	0.22	5.29	0.00
4	2.40	2.10	1	10.00	30.00	0.00	0.00	0.22	6.62	0.00
5	3.00	2.70	1	10.00	36.00	0.00	0.00	0.22	7.94	0.00
6	3.60	3.30	1	10.00	42.00	0.00	0.00	0.22	9.26	0.00
7	4.20	3.90	1	10.00	48.00	0.00	0.00	0.22	10.59	0.00
8	4.80	4.50	1	10.00	54.00	0.00	0.00	0.22	11.91	0.00
9	5.40	5.10	2	10.00	60.00	0.00	0.00	0.22	13.23	19.95
10	6.00	5.70	2	10.00	66.00	0.00	0.00	0.22	14.55	21.95
11	6.60	6.30	2	10.00	72.00	0.00	0.00	0.22	15.88	23.94
12	7.20	6.90	2	10.00	78.00	0.00	0.00	0.22	17.20	25.94
13	7.80	7.50	2	10.00	84.00	0.00	0.00	0.22	18.52	27.93
14	8.40	8.10	2	10.00	90.00	0.00	0.00	0.22	19.85	29.93
15	9.00	8.70	2	10.00	96.00	0.00	0.00	0.22	21.17	31.92
16	9.60	9.30	2	10.00	102.00	0.00	0.00	0.22	22.49	33.92
17	10.20	9.90	2	10.00	108.00	0.00	0.00	0.22	23.82	35.91
18	10.80	10.50	2	10.00	114.00	0.00	0.00	0.22	25.14	37.91
19	11.40	11.10	2	10.00	120.00	0.00	0.00	0.22	26.46	39.91
20	12.00	11.70	2	10.00	126.00	0.00	0.00	0.22	27.79	41.90

Q_s = 371.12

Legenda:

z_{fin conc} = profondità finale del concio dal piano di posa
z_{m conc} = profondità media del concio dal piano di posa
 γ' = peso specifico efficace dello strato
 σ'_{v0} = tensione litostatica efficace a quota *z_m*
cu = Coesione non drenata

α = Parametro di calcolo per terreni coesivi
 β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti
 τ_{ks} = Azione tangenziale resistente caratteristica sul palo
 ΔQ_{ks} = Resistenza laterale caratteristica del concio

Risultati delle analisi di capacità portante del palo di lunghezza L_p

Resistenza laterale caratteristica: $Q_{k,s} = 371.12$ kN
 Resistenza alla punta caratteristica: $Q_{k,b} = 633.35$ kN
 Sottospinta idraulica base palo: $S_w = 0.00$ kN
 Peso caratteristico del palo: $W_{p,k} = -150.80$ kN

Tabella di calcolo dei Fattori di Sicurezza

Combinazioni			N _p (kN)	Q _{Rd} (kN)	FS _{eff}
N°	Tipo	Descrizione			
1	A1+M1+R3.	FOA 5m	-202.50	-325.62	1.61

Come si evince dalle analisi, prevedendo un palo di lunghezza pari a **L_p = 12 m**, si determina una azione resistente a compressione pari a **Q_{Rd,c} = 325.62 kN** maggiore della massima azione agente con fattore di sicurezza minimo pari a **FS_c = 1.61**.

9.2.3 Verifica a capacità portante trasversale

A partire dalla teoria di Broms, con terreno incoerente e palo libero di ruotare in testa, si conduce la seguente verifica a capacità portante a carico trasversale:

Tabella 22: Calcolo della capacità portante trasversale

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI LIBERI DI RUOTARE IN TESTA**

OPERA: TIPOLOGICO 3

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

e = braccio dell'azione H

M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

k_p = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi')/(1 - \sin\varphi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)

Palo corto:
$$H = \frac{k_p \gamma D}{2(e + L)} \cdot L^3$$

Palo lungo:
$$H = \frac{M_y}{\left(e + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma D}} \right)}$$

DATI DI INPUT:

L =	12.00	(m)
D =	0.80	(m)
M_y =	576.72	(kN m)
e =	0.00	(m)
FS =	2.21	(-)
φ' =	29.00	(°)
k_p =	2.88	(-)
γ =	9.00	(kN/m ³)

Fattori di correlazione per resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

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

Resistenze Caratteristiche (R)	R1	R2	R3
Resistenza laterale:	1.00	1.60	1.30

Valore scelto di ξ = 1.70

Valore scelto di R = 1.30

Palo corto:

H1 = 1494.06 (kN) H1/FS = 676.05 (kN)

Palo lungo:

H2 = 285.64 (kN) H2/FS = 129.25 (kN)

TRATTA D

Barriere Acustiche – Relazione di calcolo Fondazioni
 H = min(H1, H2) = 129.25 (kN) Palo Lungo

L'azione ultima resistente, prevedendo una disposizione in sommità del palo di 16Ø20, risulta quella di "palo lungo" con valore di $H_{Rd} = 129.25 \text{ kN}$, maggiore del massimo taglio agente con fattore di sicurezza pari a $FS_T = 1.21$.

9.2.4 Verifica strutturale del palo

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione e le tabelle di verifica a momento e taglio del palo:

Tabella 23: Calcolo a presso-flessione del palo

Azioni in testa palo

N°	Tipo	Descrizione	Np (kN)	Vp (kN)	Mp (kNm)
1	A1+M1+R3.	FOA 5m	-202.50	107.22	220.60

Sollecitazioni lungo il fusto del palo

N° Concio	$z_{m,con}$ (m)	$N_{Ed,max}$ (kN)	$M_{Ed,p}$ (kNm)	M_{Rd} (kNm)	$A_{s,nec}$ (cm ²)	$A_{s,prog}$ (cm ²)	M_{Rd} (kNm)	FS_M
0	0.00	-202.50	220.60	252.06	15.08	50.27	606.74	2.75
1	0.30	-210.04	270.71	273.02	17.08	50.27	606.74	2.24
2	0.90	-217.58	297.37	299.34	19.08	50.27	610.55	2.05
3	1.50	-225.12	305.69	321.84	21.08	50.27	610.55	2.00
4	2.10	-232.66	299.94	304.01	19.08	50.27	610.55	2.04
5	2.70	-240.20	283.44	304.01	19.08	50.27	614.33	2.17
6	3.30	-247.74	260.72	265.28	15.08	50.27	614.33	2.36
7	3.90	-255.28	233.82	265.28	15.08	50.27	618.07	2.64
8	4.50	-262.82	204.83	269.71	15.08	25.13	374.31	1.83
9	5.10	-260.15	175.37	265.28	15.08	25.13	374.31	2.13
10	5.70	-256.47	147.58	265.28	15.08	25.13	374.31	2.54
11	6.30	-251.76	120.91	265.28	15.08	25.13	369.24	3.05
12	6.90	-246.03	95.71	260.86	15.08	25.13	369.24	3.86
13	7.50	-239.28	74.96	260.86	15.08	25.13	369.24	4.93
14	8.10	-231.51	54.20	260.86	15.08	25.13	364.19	6.72
15	8.70	-222.72	39.55	256.46	15.08	25.13	364.19	9.21
16	9.30	-212.91	25.57	252.06	15.08	25.13	359.14	14.05
17	9.90	-202.08	15.06	252.06	15.08	25.13	359.14	23.85
18	10.50	-190.23	7.38	247.67	15.08	25.13	354.10	47.99
19	11.10	-177.36	0.27	243.30	15.08	25.13	349.06	1274.28
20	11.70	-163.46	-4.55	238.93	15.08	25.13	349.06	76.73

Legenda:

$z_{m,con}$ = profondità media del concio

$N_{Ed,max}$ = Sforzo normale massimo ultimo agente sul palo

$M_{Ed,p}$ = Momento polare ultimo agente sul palo

M_{Rd} = Momento resistente del palo

$A_{s,nec}$ = Area armatura longitudinale necessaria

$A_{s,prog}$ = Area armatura longitudinale di progetto

FS_M = Fattore di sicurezza al momento flettente

Tabella 24: Calcolo a taglio del palo

Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo ed Opere ad Esso Connesse
 Progetto Definitivo Tratta D
PROGETTO DEFINITIVO

Azioni in testa palo

N°	Tipo	Descrizione	Np (kN)	Vp (kN)	Mp (kNm)
1	A1+M1+R3.	FOA 5m	-202.50	107.22	220.60

Sollecitazioni lungo il fusto del palo

N° Concio	zm con (m)	N _{Ed,pmax} (kN)	V _{Ed,p} (kNm)	V _{Rd} (kNm)	V _{Rcd} (kNm)	Asw/s _{nec} (cm ²)	Asw/s _{disp} (cm ²)
0	0.000	-202.50	107.22	316.14	1690.27	8.485	11.310
1	0.300	-210.04	107.22	316.14	1690.27	8.485	11.310
2	0.900	-217.58	107.22	316.15	1690.27	8.485	11.310
3	1.500	-225.12	107.22	316.15	1690.27	8.485	11.310
4	2.100	-232.66	107.22	316.15	1690.27	8.485	11.310
5	2.700	-240.20	107.22	316.15	1690.27	8.485	11.310
6	3.300	-247.74	107.22	316.15	1690.27	8.485	11.310
7	3.900	-255.28	107.22	316.16	1690.27	8.485	11.310
8	4.500	-262.82	107.22	250.95	1690.27	8.485	11.310
9	5.100	-260.15	-48.64	250.95	1690.27	8.485	11.310
10	5.700	-256.47	-45.99	250.95	1690.27	8.485	11.310
11	6.300	-251.76	-42.51	250.95	1690.27	8.485	11.310
12	6.900	-246.03	-38.73	250.94	1690.27	8.485	11.310
13	7.500	-239.28	-34.02	250.94	1690.27	8.485	11.310
14	8.100	-231.51	-29.32	250.94	1690.27	8.485	11.310
15	8.700	-222.72	-24.86	250.94	1690.27	8.485	11.310
16	9.300	-212.91	-20.43	250.94	1690.27	8.485	11.310
17	9.900	-202.08	-16.46	250.93	1690.27	8.485	11.310
18	10.500	-190.23	-12.85	250.93	1690.27	8.485	11.310
19	11.100	-177.36	-9.47	250.93	1690.27	8.485	11.310
20	11.700	-163.46	-6.99	250.92	1690.27	8.485	11.310

Legenda:

z_m = profondità media del concio

$N_{Ed,max}$ = Sforzo normale massimo sul palo

$V_{Ed,p}$ = Taglio polare sul palo

V_{Rd} = Res. a taglio della sezione priva di armatura

V_{Rcd} = Max taglio senza rottura delle bielle compresse

Asw/s_{nec} = Area armatura a taglio necessaria (staffe)

Asw/s_{disp} = Area armatura a taglio disposta (staffe)

Come si evince disponendo in sommità palo armatura longitudinale pari a 16Ø20 (50.27 cmq) ed armatura a taglio lungo tutto il fusto una spirale Ø12/20 (11.31 cmq) le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

10. CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI

Come illustrato nella relazione geologico/geotecnica di progetto e come è stato riscontrato nell'esecuzione dei lavori di altre tratte autostradali, nell'area in progetto si ritrovano i c.d. "occhi pollini" ovvero cavità nei depositi alluvionali e nel conglomerato ("Ceppo"), riconosciute come il risultato della dissoluzione della componente carbonatica di detti depositi e dell'asportazione di particelle fini da parte delle acque circolanti nel sottosuolo. Le cavità possono avere estensione variabile da qualche decimetro a svariati metri, e possono così portare a cedimenti differenziali di strade ed edifici, a franamenti e alla perdita incontrollata di fluidi e malte cementizie in cantiere nelle fasi di perforazione/consolidamento.

Vista la non ben definita ubicazione di tali cavità lungo il tracciato in progetto, il calcolo delle opere di sostegno in esame è stato condotto trascurandone la presenza rimandando alle successive fasi di progettazione il dettaglio di tale problematica valutando l'adeguatezza delle opere progettate ed eventualmente gli opportuni accorgimenti e soluzioni progettuali necessari alla risoluzione delle interferenze con le cavità.