

**NUOVA S.S. 341 "GALLARATESE" - TRATTO DA SAMARATE A CONFINE  
CON LA PROVINCIA DI NOVARA - TRATTO NORD**

**STRALCIO FUNZIONALE DAL KM 6+500 (SVINCOLO S.S. 336 NORD)  
AL KM 8+844 (SVINCOLO AUTOSTRADA A8)  
"BRETELLA DI GALLARATE"**

**PROGETTO ESECUTIVO**

 <p><b>STUDIO CORONA</b></p>	 <p><b>ING. RENATO DEL PRETE</b></p> <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-28211</p>	<p><b>ING. RENATO DEL PRETE</b></p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p><b>Arch. Nicoletta Frattini</b></p> <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p><b>Ing. Gabriele Incechi</b></p> <p>Ing. Gabriele Incechi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	<p><b>Ing. Renato Vaira</b> (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)</p>	 <p><b>Prof. Ing. Matteo Ranieri</b></p> <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	<p><b>SETAC Srl</b> Servizi &amp; Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p><b>Prof. Ing. Luigi Monterisi</b></p> <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	<p><b>ARKE' INGEGNERIA S.r.l.</b> Via Impedolere Trabano n° 4 - 76126 Bari</p> <p><b>Ing. Gioacchino Angarano</b></p> <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>
<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p>Dott. Ing. Giancarlo LUONGO</p>	<p>RESPONSABILE INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p>  <p>Ing. Renato DEL PRETE</p>	<p>IL PROGETTISTA FIRMATARIO DELLA PRESTAZIONE</p>  <p>Ing. Valerio BAJETTI</p>	<p>GEOLOGO</p>  <p>Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI</p>	<p>COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p>  <p>Ing. Gaetano RANIERI</p>

**EB 027**

**E-MITIGAZIONE AMBIENTALE**

**EB - BARRIERE ACUSTICHE**

Fondazioni - Relazione di calcolo

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.</p> <p><b>MI533</b>      <b>E</b>      <b>1801</b></p>		<p>NOME FILE</p> <p>EB027_T00IA01AMBRE03_B.dwg</p>		<p>REVISIONE</p> <p><b>B</b></p>	<p>SCALA:</p> <p>-</p>
<p>CODICE ELAB.</p> <p><b>T00IA01AMBRE03</b></p>					
<b>C</b>					
<b>B</b>	EMISSIONE A SEGUITO DI RAPPORTO INTERMEDIO DI VERIFICA DEL 23/09/2021	SETTEMBRE 2021	ING. GIANFRANCO SODERO	ING. VALERIO BAJETTI	ING. RENATO DEL PRETE
<b>A</b>	EMISSIONE	MAGGIO 2021	ING. GIANFRANCO SODERO	ING. VALERIO BAJETTI	ING. RENATO DEL PRETE
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## SOMMARIO

1	GENERALITÀ .....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	6
3.1	Caratteristiche calcestruzzo armato ordinario .....	6
3.2	Caratteristiche di resistenza armature ordinarie .....	6
3.3	Caratteristiche di resistenza acciaio da carpenteria per profilati .....	7
3.4	Caratteristiche di resistenza acciaio per tubi metallici .....	7
3.5	Caratteristiche di durabilità e copriferri .....	7
3.6	Caratteristiche del calcestruzzo ai fini della durabilità .....	7
3.7	Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure .....	8
4	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....	9
4.1	Vita nominale .....	9
4.2	Classe d'uso .....	9
4.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica .....	9
4.4	Valutazione dell'accelerazione massima attesa al suolo .....	9
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE .....	12
6	ANALISI DEI CARICHI .....	14
6.1	Peso delle barriere fonoassorbenti .....	14
6.2	Parametri sismici per il calcolo dei muri .....	14
6.3	Azioni dovute ai carichi da traffico .....	14
6.4	Spinta "attiva" del terrapieno in condizioni statiche .....	14
6.5	Spinta "attiva" della terra in condizioni sismiche .....	15
6.6	Spinta passiva della terra in condizioni statiche e sismiche .....	16
6.7	Azione del vento sulla barriera .....	16
6.8	Barriere con sicurvvia integrato – Effetto dell'urto sul sicurvvia .....	20
7	COMBINAZIONI DI CARICHI CONSIDERATE .....	21
7.1	Azioni sulla struttura in elevazione .....	21
7.2	Azioni sulla struttura di fondazione .....	21
7.3	Combinazioni di carico considerateLe azioni sono combinate con i coefficienti parziali indicati nella seguente tabella. ....	21
8	CRITERI E METODI DELLE VERIFICHE .....	22
8.1	Verifica strutturale (STR) della sezione di base del muro allo stato limite ultimo .....	23
8.2	Verifica strutturale (STR) della sezione di base del muro allo stato limite di esercizio .....	23
8.3	Verifica strutturale (STR) della sezione di incastro del plinto posteriore allo stato limite ultimo .....	23
8.4	Verifica strutturale (STR) della sezione di incastro del plinto posteriore allo stato limite di esercizio .....	24
8.5	Verifica delle pressioni di contatto terreno-fondazione .....	24
8.6	Verifica (GEO) di equilibrio al ribaltamento .....	24
8.7	Verifica (GEO) allo scorrimento sul piano di posa .....	24
8.8	Verifiche (GEO) di capacità portante della fondazione .....	25
9	BARRIERE INTEGRATE SU CORDOLO A FONDAZIONE DIRETTA .....	28
9.1	Verifiche strutturali .....	28

**BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO**

9.1.1	Verifica della sezione di base del muro allo stato limite ultimo .....	30
	Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo (Combinazione EC1-I (Urto)):	30
9.1.2	Verifica della sezione di base del muro allo stato limite di esercizio .....	32
	Si effettua il calcolo dell'apertura delle fessure considerando la combinazione di carico più gravosa ovvero la combinazione Fr-II (Fessurazione). .....	32
9.1.3	Verifica dello sbalzo posteriore del plinto allo stato limite ultimo .....	33
9.1.4	Verifica dello sbalzo posteriore del plinto allo stato limite di esercizio .....	35
9.2	Verifiche geotecniche.....	36
10	BARRIERE INTEGRATE DI BORDO SU CORDOLO A FONDAZIONE DIRETTA .....	38
11	BARRIERE FONOASSORBENTI H = 4.0 M CON FONDAZIONE SU PALI .....	41
11.1	Analisi dei carichi.....	41
11.1.1	Carichi permanenti.....	41
11.1.2	Carichi variabili .....	41
11.2	Generalità sulle verifiche geotecniche dei pali di fondazione .....	41
11.2.1	Verifiche di resistenza assiale (verticale) .....	41
11.2.2	Verifiche di resistenza ai carichi trasversali (orizzontali).....	44
11.3	Sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo .....	45
11.4	Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione e deformazione del palo .....	45
11.5	Verifica dei pali soggetti a carico verticale .....	51
11.6	Pali soggetti a carico orizzontale - Verifica di resistenza del terreno.....	51
11.7	Verifica strutturale del palo .....	52
11.8	Pannello in c.a. - Verifica strutturale .....	52
12	BARRIERE FONOASSORBENTI DI BORDO H = 1.5 m CON FONDAZIONE SU PALI.....	55
12.1	Analisi dei carichi.....	55
12.1.1	Carichi permanenti.....	55
12.1.2	Carichi variabili .....	55
12.2	Sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo .....	55
12.3	Verifica dei pali soggetti a carico verticale .....	59
12.4	Pali soggetti a carico orizzontale - Verifica di resistenza del terreno.....	59
12.5	Verifica strutturale del palo .....	60

## 1 GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo riguarda le verifiche strutturali e geotecniche degli elementi di sostegno delle barriere fonoassorbenti da collocare nell'ambito dei lavori del "Bretella di Gallarate".

### - CASO A: barriera fonoassorbente $H_{MAX}$ 3.50 m con sicurvia H2 integrato a fondazione diretta

Gli elementi sono realizzati in calcestruzzo armato ordinario, gettato in opera. Sono previste barriere fonoassorbenti metalliche di altezza massima pari a 3.50 m con sicurvia H2 integrato.

La fondazione degli elementi è prevista sul rilevato del corpo stradale.

La soluzione prevista permette di contenere l'ingombro delle strutture all'interno della sezione corrente di rilevato, senza modificare il progetto del solido stradale e degli espropri.

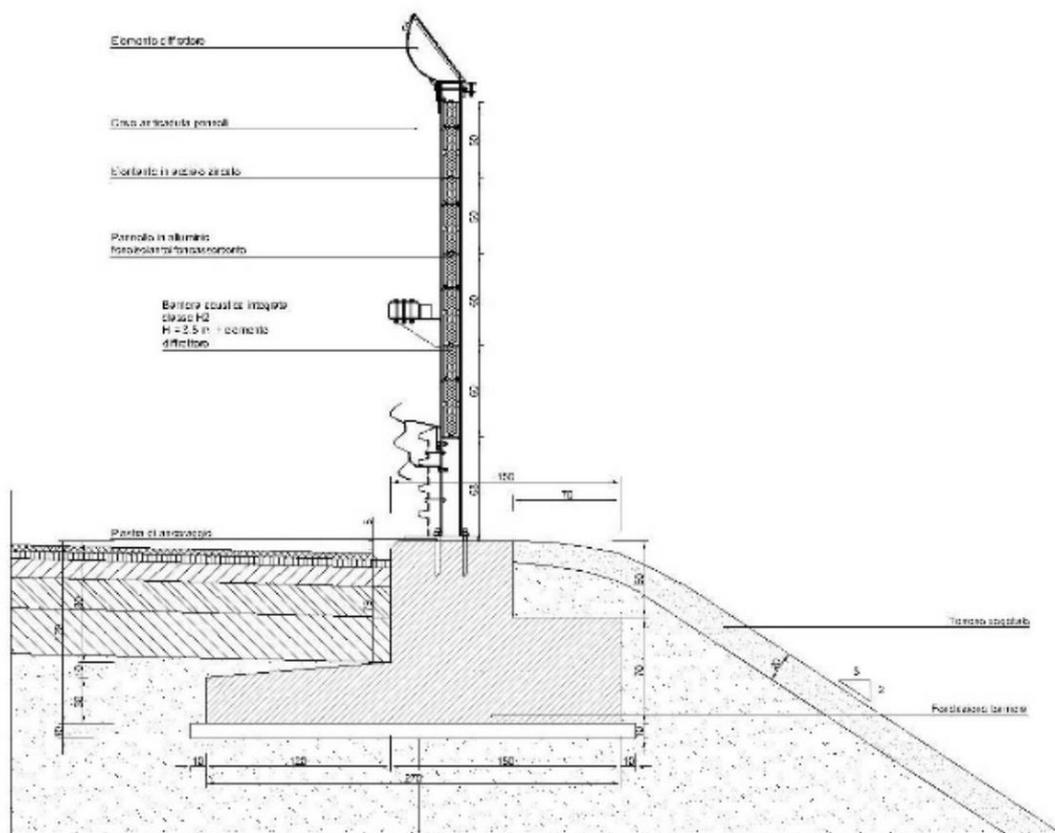
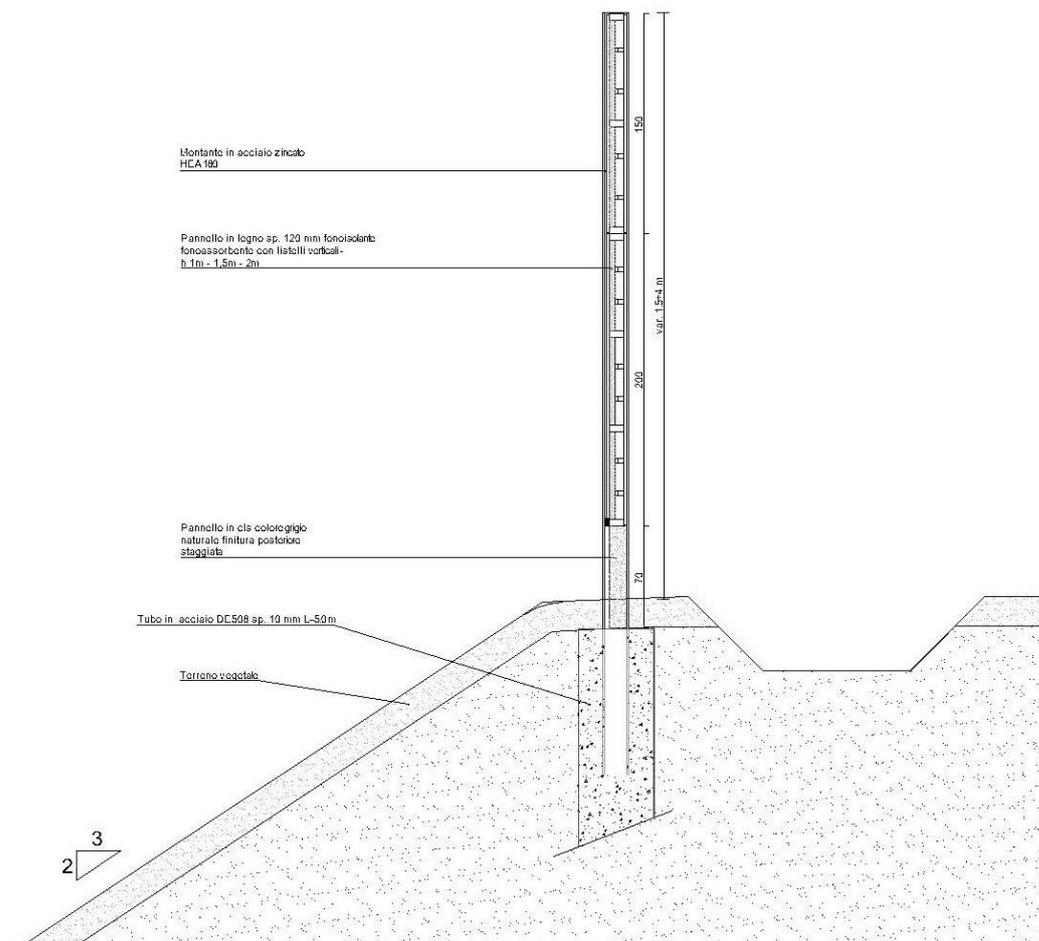


FIGURA 1.1: CORDOLO BARRIERA INTEGRATA CON SICURVIA H2

**- CASO B: barriera fonoassorbente H<sub>MAX</sub> 4.0 m con fondazione su pali**

La fondazione indiretta è realizzata con un palo vibro-infisso in acciaio Ø = 508 mm, s = 10 mm a punta aperta; i pali sono lunghi 5 m e sono disposti ad interasse 3 m.



**FIGURA 1.2: BARRIERA FONOASSORBENTE CON FONDAZIONE SU PALI**

Le dimensioni tipologiche delle fondazioni sono calcolate per le massime altezze di barriera fonoassorbente.

I calcoli della presente relazione sono svolti usando il programma Microsoft Excel su elaboratore con sistema operativo Windows 10.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

### NORME ITALIANE ED EUROPEE

- Legge 05/11/1971 n.1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale, precompresso e per le strutture metalliche.
- Legge 02/02/1974, n.64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 “Istruzioni per l’applicazione delle <<Nuove norme tecniche per le costruzioni>>”.
- DM 17/01/2018 - Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- Circolare 21/01/2019 n. 7, C.S.LL.PP. - Istruzioni per l’applicazione dell’ “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al DM 17/01/2018
- UNI EN 206-1:2001 – Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- UNI 11104:2004 – Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1.
- UNI EN 1317-1:2000 – Barriere di sicurezza stradali – Terminologia e criteri generali per i metodi di prova.

### RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Mueller-Breslau (1906) “*Erddruck anf Stuetzmannern*”, ed. Kroener
- Okabe S. (1926) “*General theory of earth pressure*”, Journal of Japanese Society of Civil engineers, Vol.12, No.1
- Mononobe N., Matuo H.(1929) “*On the determination of earth pressure during earthquakes*”, Proc. World Engineering Conference, vol. 9.
- Brinch-Hansen J. (1970) “*A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*”. Bull. n°28 - Danish Geotechnical Institute - Copenhagen.
- Vesic A.S. (1975) “*Bearing capacity of shallow foundations*”, Foundation Engineering Handbook edited by Winterkorn H.F. & Fang H.Y., Van Nostrand Reinhold Company.
- Bowles J.E. (1996) “*Foundation Analysis and Design*”, 5° edizione, McGraw-Hill.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO

##### Calcestruzzo:

- Calcestruzzo:	C28/35
- resistenza caratteristica cubica di calcolo:	$R_{ck} > 35 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica cilindrica a 28gg:	$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
- modulo di elasticità:	$E_{ck} = 32588 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson:	$\nu = 0.20$
- rapporto $E_s/E_c$ per calcolo tensioni in esercizio:	$E_a/E_c = 15$
- rapporto $E_s/E_c$ per calcolo ampiezza fessure:	$E_a/E_c = 7$
- Resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{acc} \times f_{ck}/\gamma_c$
con:	$\gamma_c = 1.5$ per SLU $\gamma_c = 1.0$ per SLE $\alpha_{acc} = 0.85$

##### Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{cd} = \alpha_{acc} \times f_{ck}/\gamma_c = 16.46 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLE:	$f_{cd} = \alpha_{acc} \times f_{ck}/\gamma_c = 24.69 \text{ MPa}$
con limiti di compressione nel cls pari a:	$\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ MPa}$ per comb. Rara $\sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ MPa}$ per comb. Quasi Perm.
- resistenza a trazione di calcolo allo SLU:	$f_{ctd} = 1.32 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione di calcolo allo SLE:	$f_{ctd} = 1.98 \text{ MPa}$

#### 3.2 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA ARMATURE ORDinarie

##### Acciaio per armature:

- Barre in acciaio tipo B450C ad aderenza migliorata, controllate in stabilimento:	
- tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:	$1.15 < f_{tk}/f_{yk} < 1.35$
- modulo di elasticità:	$E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.15$ per SLU $\gamma_s = 1.0$ per SLE

##### Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLE:	$f_{yd} = 450.00 \text{ MPa}$
con limiti di compressione pari a:	$\sigma_s \leq 0.80 \times f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$

### 3.3 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA ACCIAIO DA CARPENTERIA PER PROFILATI

#### Acciaio da carpenteria:

- Profilati in acciaio S 275:	
- tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
- modulo elastico	$E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$
Stati limite:	
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{yd} = 261.90 \text{ MPa}$

### 3.4 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA ACCIAIO PER TUBI METALLICI

#### Acciaio da carpenteria per tubi metallici:

- Profilati in acciaio S 355 H:	
- tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
- modulo elastico	$E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$
Stati limite:	
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{yd} = 338.10 \text{ MPa}$

### 3.5 CARATTERISTICHE DI DURABILITÀ E COPRIFERRI

I valori di calcolo secondo la tabella C4.1.IV "Copriferri minimi in mm" sono di seguito presentati.

Classe di esposizione:	XC2-XC3
Copriferro minimo:	25 mm
Tolleranza di posa:	10 mm
Incremento per VN maggiore di 50 anni;	0
Decremento per controllo qualità;	0
Incremento per classe c.a. $C < C_{min}$ :	0
Copriferro minimo di progetto:	35 mm.
Copriferro utilizzato:	50 mm.

### 3.6 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO AI FINI DELLA DURABILITÀ

Al fine di valutare le caratteristiche vincolanti delle miscele di calcestruzzo nei confronti della durabilità viene fatto riferimento alla norma UNI EN 206 ed alla norma UNI 11104.

Di seguito viene riportata la classe di esposizione che risulta vincolante ai fini delle caratteristiche della miscela. Inoltre, sono riportati la classe di resistenza, la dimensione massima degli aggregati,

la classe di consistenza ed il copriferro minimo delle armature secondo Circ. 21/01/2019 n°7 § C4.1.6.1.3, tenuto anche conto della Vita Nominale dell'opera  $V_N = 50$  anni:

Calcestruzzo fondazione ed elevazione:

Classe di esposizione ambientale:	XC2/XC3
Classe di resistenza caratteristica a compressione:	C28/35
Dimensione max aggregati:	25 mm
Classe di consistenza:	S4
Copriferro minimo:	50 mm

### 3.7 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

**Tab. 4.1.III** - Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	XD, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Pertanto, nel caso in esame, per le verifiche a fessurazione in:

- Condizioni ambientali ordinarie
- Armatura poco sensibile:

La verifica dell'ampiezza della fessura massima risulta:

- Combinazione di azioni frequente:  $w_k \leq w_3 = 0.4$  mm
- Combinazione di azioni quasi permanente:  $w_k \leq w_2 = 0.3$  mm

**Tab. 4.1.IV** - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Sensibile Stato limite	Armatura		
				$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

## 4 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Si riportano i valori di caratterizzazione sismica.

### 4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale, così come definita al punto 2.4.1 del DM 17/01/2018, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade nella definizione di "Costruzioni con livelli di prestazione ordinari".

La vita nominale viene pertanto assunta:  $V_N = 50$  anni.

### 4.2 CLASSE D'USO

Il DM 17/01/2018 al punto 2.4.2. attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e quindi delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti..."

Il coefficiente d'uso risulta pertanto:  $C_U = 1.0$ .

### 4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ .

Si ottiene pertanto il periodo di riferimento:  $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.0 = 50$  anni

### 4.4 VALUTAZIONE DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA AL SUOLO

Per la struttura si definisce un comportamento strutturale "non dissipativo" in cui tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata in funzione dello stato limite a cui si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità dei materiali.

La struttura si trova in corrispondenza delle seguenti coordinate geografiche:

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE: 8.7914

LATITUDINE: 45.6649

REGIONE: Lombardia

PROVINCIA: Varese

COMUNE: Gallarate

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

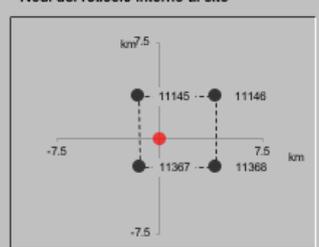
Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".



## BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI - RELAZIONE DI CALCOLO

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Classe d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info

Categoria topografica  info

$S_g = 1.500$   $C_C = 1.607$  info

$h/H = 1.000$   $S_T = 1.000$  info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%)   $\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_o$   Regol. in altezza  info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore  $q$    $\eta = 1.000$  info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.038 g
$F_0$	2.619
$T_C$	0.275 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.607
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.148 s
$T_C$	0.443 s
$T_D$	1.751 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_c(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.057
$T_B$	0.148	0.149
$T_C$	0.443	0.149
	0.505	0.130
	0.567	0.116
	0.630	0.104
	0.692	0.095
	0.754	0.087
	0.817	0.081
	0.879	0.075
	0.941	0.070
	1.004	0.066
	1.066	0.062
	1.128	0.058
	1.190	0.055
	1.253	0.053
	1.315	0.050
	1.377	0.048
	1.440	0.046
	1.502	0.044
	1.564	0.042
	1.627	0.040
	1.689	0.039
$T_D$	1.751	0.038
	1.858	0.033
	1.965	0.030
	2.073	0.027
	2.180	0.024
	2.287	0.022
	2.394	0.020
	2.501	0.018
	2.608	0.017
	2.715	0.016
	2.822	0.014
	2.929	0.013
	3.036	0.012
	3.143	0.012
	3.250	0.011
	3.358	0.010
	3.465	0.010
	3.572	0.009
	3.679	0.009
	3.786	0.008
	3.893	0.008
	4.000	0.008

Siccome la struttura si trova immersa nel terreno si adotta un criterio pseudo-statico in cui l'accelerazione massima attesa al sito per lo stato limite SLV è data da:

- Categoria di sottosuolo: C
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica:  $S_S = 1.50$
- Categoria topografica: T1
- Coefficiente di amplificazione topografica:  $S_T = 1$
- $a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.5 \cdot 1.0 \cdot 0.038g = 0.057 g$

## 5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Il modello geotecnico dei vari litotipi attraversati porta a considerare le seguenti Unità Geotecniche Principali le cui caratteristiche fisico meccaniche sono presentate di seguito.

### Formazione UG1A: ghiaia in matrice sabbiosa e sabbia con ghiaia

- peso specifico apparente:  $\gamma_t = 18-20 \text{ kN/m}^3$
- peso specifico efficace saturo:  $\gamma' = 8-10 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno:  $\varphi = 27^\circ-34^\circ$
- coesione drenata:  $c' = 0-5 \text{ kPa}$
- modulo elastico:  $E = 10-40 \text{ Mpa}$
- permeabilità:  $k = 1 \text{ E-}04 \text{ cm/s}$

### Formazione UG1: ghiaia in matrice sabbiosa

- peso specifico apparente:  $\gamma_t = 19-21 \text{ kN/m}^3$
- peso specifico efficace saturo:  $\gamma' = 9-11 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno:  $\varphi = 35^\circ-40^\circ$
- coesione drenata:  $c' = 0 \text{ kPa}$
- modulo elastico:  $E = 70-130 \text{ Mpa (<25m)}$
- permeabilità:  $k = 1 \text{ E-}05 \text{ cm/s}$

### Formazione UG2: sabbia e sabbia limosa con ghiaia

- peso specifico apparente:  $\gamma_t = 18-20 \text{ kN/m}^3$
- peso specifico efficace saturo:  $\gamma' = 9-10 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno:  $\varphi = 30^\circ-35^\circ$
- coesione drenata:  $c' = 0-10 \text{ kPa}$
- modulo elastico:  $E = 80-130 \text{ Mpa (<25m)}$
- permeabilità:  $k = 1 \text{ E-}05 \text{ cm/s}$

Le Unità litostratigrafiche delle sabbie e delle ghiaie presentano il seguente coefficiente di reazione orizzontale, variabile linearmente secondo l'approfondimento dal piano campagna Z:

- coefficiente di reazione laterale:  $K_h = \frac{\beta \cdot Z}{D} = 4.4 Z \text{ MN/m}^3$  in cui:

Z (m): profondità dal p.c.

D (m): diametro del palo

$\beta$ : coefficiente come da tabella seguente funzione della Dr:

	Coefficiente $\beta$ [MN/m <sup>3</sup> ]	
	Secco / umido	Saturo
Sabbia soffice (Dr < 30%)	2.24	1.24
Sabbia media (30 < Dr < 70%)	6.72	4.48
Sabbia e ghiaia (Dr > 70%)	17.92	10.88

**BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO**

Il rilevato stradale presenta la seguente caratterizzazione dei materiali :

- peso specifico apparente:  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
- peso specifico efficace saturo:  $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno:  $\phi = 35^\circ$
- coesione drenata:  $c' = 0$
- inclinazione terrapieno a monte:  $\epsilon = 0$
- inclinazione scarpata a valle:  $\beta = -33.69^\circ \quad (3:2)$

Si considera che il livello di falda sia a profondità tale da non interferire con le opere in progetto.

LEGENDA	
	Depositi di origine antropica
<b>DEPOSITI FLUVIOGLACIALI PLEISTOCENE (FGWR)</b> Unità delle ghiaie e sabbie	<b>Ug1a</b> Ghiaia alterata da poco addensata a mediamente addensata (NSPT $\leq 40$ ), localmente con ciottoli e blocchi, in matrice sabbiosa e subordinata sabbia poco addensata con ghiaia (NSPT $\leq 20$ )
	<b>Ug1</b> Ghiaia eterometrica, poligenica, con locali ciottoli e blocchi, in matrice sabbioso-limosa o limoso-argillosa da mediamente addensata a molto addensata (NSPT $> 40$ )
	<b>Ug2</b> Sabbia media e grossa limosa, localmente con limo, da mediamente addensata a molto addensata (NSPT $> 20$ )
<b>DEPOSITI DI TRANSIZIONE PLEISTOCENE</b> Unità delle alternanze argille-ghiaie	<b>Ug3</b> Argille limoso - sabbiose con rara ghiaia
	<b>Ug4</b> Ghiaie eterometriche, poligeniche, con rari ciottoli in matrice argilloso-limosa

**FIGURA 5.1: PRINCIPALI UNITÀ GEOTECNICHE**

Caratterizzazione geotecnica dei vari litotipi								
UG	Litotipi	$\gamma_t$	$c'$	$\phi'$	E	G	k	$V_{s,30}$
		KN/m <sup>3</sup>	KPa		MPa	MPa	cm/s	m/s
Ug1a	Ghiaia in matrice sabbiosa e sabbia con ghiaia	18-20	0-5	27-34*	10-40	5-15	1E-04	100-350
Ug1	Ghiaia in matrice sabbiosa	19-21	--	35-40*	70-130 (<25m) 150-200 (>25m)	15-30 (<25m) 45-60 (>25m)	1E-05	250-450 (<25m) 400-700 (>25m)
Ug2	Sabbia e sabbia limosa con ghiaia	18-20	0-10	30-35*	80-130 (<25m) 150-200 (>25m)	10-40 (<25m) 45-60 (25m)	1E-05	300-500 (<25m) 400-700 (>25m)

**FIGURA 5.2: CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI LITOTIPI ATTRAVERSATI**

## 6 ANALISI DEI CARICHI

### 6.1 PESO DELLE BARRIERE FONDOASSORBENTI

Il peso proprio per tutte le barriere è assunto pari a 0.70 kN/m<sup>2</sup>.

### 6.2 PARAMETRI SISMICI PER IL CALCOLO DEI MURI

La determinazione delle azioni sismiche viene effettuata secondo NTC 2018; l'analisi è condotta secondo il metodo pseudo-statico.

Si assume il valore dell'accelerazione massima su suolo rigido massima dell'intero progetto con:

- Vita nominale:  $V_N = 50$  anni
- Classe: II: Affollamento normale. Assenza di funzioni pubbliche e sociali...
- Coefficiente d'uso:  $c_u = 1$

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0.014	2.570	0.158
SLD	50	0.018	2.538	0.168
SLV	475	0.038	2.619	0.275
SLC	975	0.045	2.634	0.303

I valori di calcolo per opere di sostegno risultano:

- Categoria di sottosuolo: C
- Coefficiente stratigrafico:  $S_s = 1.5$  (SLV)
- Categoria topografica: T1
- Coefficiente di topografia:  $S_t = 1$
- Coefficiente riduttivo:  $\beta = 0.38$  (opere di sostegno che ammettono spostamenti SLV)

Si determinano quindi i coefficienti sismici che interessano tutte le masse (Par. 7.11.6.2.1 NTC 2018):

- Coefficiente sismico orizzontale:  $k_h = 1.5 \cdot 0.038 \cdot 0.38 = 0.0216$
- Coefficiente sismico verticale:  $k_v = \pm 0.5 \cdot 0.0216 = \pm 0.0108$

### 6.3 AZIONI DOVUTE AI CARICHI DA TRAFFICO

Il cordolo porta barriera è disposto sull'arginello stradale si considera una pressione distribuita uniforme sul terrapieno a monte (condizioni statiche):

$$q = 20 \text{ kN/m}^2$$

Il contributo del peso del sovraccarico sul plinto viene trascurato.

### 6.4 SPINTA "ATTIVA" DEL TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

Nella valutazione delle spinte attive in condizioni statiche si tiene conto del contributo stabilizzante dell'attrito terreno/struttura per mezzo di un angolo ( $\delta$ ) pari a:

$$\delta = 17.5^\circ \quad (\delta/\phi = 0.5)$$

Si assume che la tipologia dell'opera di sostegno sia tale da consentire che si sviluppi un regime di spinta "attiva" in seguito alla quale viene esercitata una pressione con andamento linearmente crescente con la profondità:

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times z$$

Le sollecitazioni esercitate dalla spinta attiva vengono determinate con il metodo di Mueller-Breslau, basato sulla teoria di Coulomb.

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2\beta \times \text{sen}(\beta + \delta) \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \times \text{sen}(\phi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta + \delta) \times \text{sen}(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

dove:  $\phi$  = angolo d'attrito del terreno

$\varepsilon$  = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria

$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$  = angolo d'attrito terreno-parete

$\beta$  = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

La spinta del terreno  $S_t$  è applicata ad 1/3 dell'altezza dell'opera di sostegno (H) e vale:

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

La pressione costante ( $P_q$ ) indotta da un carico uniforme (q) applicato a livello del piano campagna risulta :

$$P_q = K_a \times q \times \text{sen } \beta / \text{sen } (\beta + \varepsilon)$$

Cui corrisponde una spinta di intensità pari a  $S_q$ :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad H/2.

L'effetto della coesione efficace genera un diagramma uniforme di pressioni negative che nel caso di terrapieno orizzontale sono pari a:

$$P_c = -2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento di spinta indotto si calcola l'altezza critica  $Z_c$  che rappresenta l'altezza di scavo "auto-sostenuto":

$$Z_c = \frac{2 \cdot c'}{\gamma_t \cdot \sqrt{K_a}} - \frac{Q \cdot \frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta + \varepsilon)}}{\gamma_t}$$

## 6.5 SPINTA "ATTIVA" DELLA TERRA IN CONDIZIONI SISMICHE

Nella valutazione delle spinte attive in condizioni sismiche si tiene conto del contributo stabilizzante dell'attrito terreno/struttura per mezzo di un angolo ( $\delta$ ) pari a:

$$\delta = 17.5^\circ \quad (\delta/\phi = 0.5)$$

L'effetto del sisma viene messo in conto mediante un approccio di tipo pseudo-statico con il metodo dell'equilibrio limite.

Nel caso in studio si omette la maggiorazione della spinta dovuta all'acqua libera di muoversi nello scheletro solido in quanto i muri sono impostati fuori falda.

La spinta attiva (componente statica + sismica) viene calcolata con il metodo di Mononobe & Okabe:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot H^2 \cdot K_{as}$$

## BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \vartheta - \delta) \left[ 1 - \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \vartheta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \vartheta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Dove (terreno sopra falda):  $\vartheta = \arctan \frac{k_h}{1 + k_v}$

Si assume che l'incremento di spinta attiva dovuto al sisma agisca ad H/3.

Si nota che il sovraccarico non viene considerato in fase sismica; per il contributo della coesione lo svolgimento è analogo a quello riportato al paragrafo precedente.

### 6.6 SPINTA PASSIVA DELLA TERRA IN CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE

Si trascura, prudenzialmente, il contributo stabilizzante della spinta passiva sul plinto sia in condizione di carico statico che sismico.

### 6.7 AZIONE DEL VENTO SULLA BARRIERA

L'azione del vento viene valutata con l'approccio "statico equivalente" calcolando una pressione uniforme sulla superficie delle barriere.

La direzione del vento si assume orizzontale.

La determinazione dell'azione del vento sui pannelli delle barriere antirumore parte dall'individuazione della cosiddetta *velocità base di riferimento*  $v_b$ .

La velocità base di riferimento è definita come il "valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito a un periodo di ritorno  $T_r = 50$  anni."

Le zone in cui è suddiviso il territorio nazionale sono riportate nella seguente figura.



FIGURA 6.1: MAPPA DELLE ZONE IN CUI È SUDDIVISO IL TERRITORIO NAZIONALE.

La velocità di base di riferimento è data dalla espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a \quad \text{dove}$$

$V_{b,0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare in base a Tab 3.3.1

$C_a$  è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$C_a = 1 \quad \text{per } a_s < a_0$$

$$C_a = 1 + k_s (a_s / a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s < 1500 \text{ m} \quad \text{dove}$$

$a_0, k_s$  sono parametri forniti nella Tab 3.3.1 in funzione della zona in cui sorge la costruzione

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito dove sorge la costruzione.

La Tabella 3.3.I presenta i seguenti valori di  $V_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$V_{b,0}$	$a_0$ (m)	$K_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino, Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.40
2	Emilia Romagna	25	750	0.45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.36
7	Liguria	28	1000	0.54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.30
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.32

TABELLA 3.3.I

La velocità di riferimento  $v_r$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 metri di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II riferito a un tempo di ritorno  $T_r$ .

Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = V_b \cdot C_r \quad \text{dove}$$

$V_b$  è la velocità base di riferimento

$C_r$  è il coefficiente di ritorno funzione del periodo di ritorno  $T_r$  pari a 1 per  $T_r=50$  anni.

La pressione cinetica di riferimento  $q_r$  è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot v_r^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad \text{dove}$$

$v_r$  è la velocità di riferimento del vento espresso in m/s

1.25 è la densità dell'aria espressa in kg/mc

La pressione del vento  $p$  è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

in cui:

$C_p = 1.2$  è il coefficiente di pressione (tettoie e pensiline isolate verticali).

**BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO**

$C_d = 1$  è il coefficiente dinamico

$C_e$  è il coefficiente di esposizione, calcolato come nel seguito.

Il coefficiente di esposizione  $C_e$  dipende dall'altezza della costruzione  $z$  sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno e dall'esposizione del sito; si calcola con la formula:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z > z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z \leq z_{\min}$$

I parametri  $k_r$ ,  $z_0$  e  $z_{\min}$  sono dati dalla tabella 3.3. Il seguente in funzione della classe di rugosità del terreno determinata dalla tabella 3.3.III e della categoria di esposizione del sito della figura 3.3.2.

Nelle fasce entro i 30 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ ( m )	$z_{\min}$ (m)
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

TABELLA 3.3.II

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, ); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi, .... )

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una barriera antirumore possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla struttura di mitigazione acustica per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della barriera antirumore. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

TABELLA 3.3.III

**BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO**

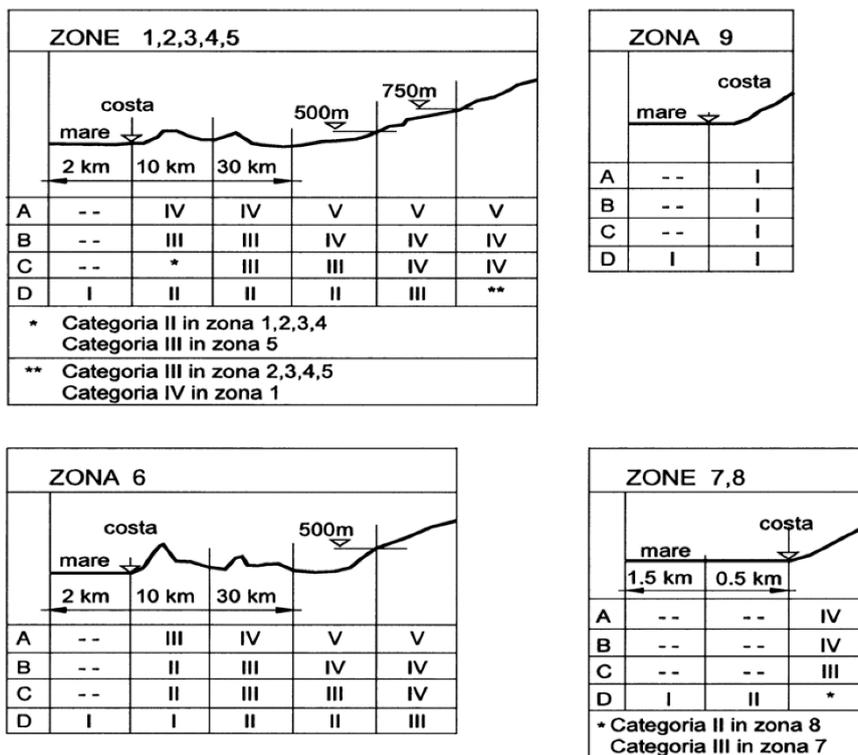


FIGURA 3.3.2

Il coefficiente di topografia si assume pari a:  $c_t = 1$ .

Concludendo, la pressione del vento assunta nei calcoli è determinata in funzione dell'altezza della barriera (z), considerando:

- Zona: 1
  - Classe di rugosità: D
  - Categoria di esposizione: II
  - Altezza del sito:  $a_s < a_0 = 1000$  m
  - Velocità di riferimento:  $v_{b,0} = 25$  m/s
  - Pressione di riferimento:  $q_r = 390.625$  N/m<sup>2</sup>
  - Coefficienti:  $k_r = 0.19$   
 $z_0 = 0.05$  m  
 $z_{min} = 4$  m
  - Coefficiente di forma:  $C_p = 1.2$
  - Coefficiente dinamico:  $C_d = 1$
  - Coefficiente di topografia:  $c_t = 1$
- CASO A, B**
- Coefficiente di esposizione:  $c_e = 1.801$  ( $z < 4$  m)
  - Pressione del vento:  $p = 0.844$  kN/m<sup>2</sup>

L'azione tangenziale del vento viene trascurata.

## 6.8 BARRIERE CON SICURVIA INTEGRATO - EFFETTO DELL'URTO SUL SICURVIA

L'interazione tra il veicolo in svio e la barriera di sicurezza viene determinata secondo UNI EN 1317-1:2000, App. B.

Si definisce la forza media perpendicolare alla barriera in funzione delle caratteristiche della stessa e della relativa prova crash-test di riferimento.

- Classificazione barriera: H3
- Livello di contenimento:  $L_c = 462.1$  kJ
- Larghezza di funzionamento:  $W_5 = 1.70$  m
- Deflessione dinamica:  $S_b = 1.20$  m (veicolo pesante)
- Caratteristiche veicolo pesante:
  - Autocarro rigido: TB61
  - Massa totale:  $M = 16$  t
  - Semicarreggiata:  $b = 1.10$  m
  - Distanza centro di massa da spigolo urto:  $c = 4.95$  m
  - Velocità d'impatto:  $V = 80$  km/h ( $V = 22.22$  m/s)
  - Angolo d'impatto:  $\alpha = 20^\circ$

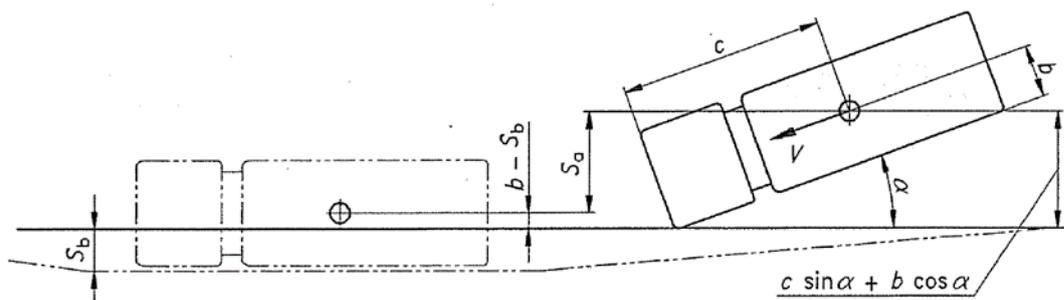


FIGURA 6.2 - SPOSTAMENTO DEL CENTRO DI GRAVITÀ (APP. B EN 1317-1:2000)

Con riferimento alla figura precedente si calcola, in direzione perpendicolare alla barriera:

- Spazio percorso dal centro di massa:  $S_n = c \sin \alpha + b(\cos \alpha - 1) + S_b = 2.827$  m
- Velocità perpendicolare alla barriera:  $V_n = V \sin \alpha = 7.600$  m/s
- Forza media sulla barriera:  $F_n = \frac{M \cdot V_n^2}{2 \cdot S_n} = 163.5$  kN
- Lavoro svolto dalla forza  $F_n$ :  $L = F_n \times S_n = 462.1$  kJ (= Livello di contenimento)

Inoltre, assumendo a favore della sicurezza che il veicolo non cambi traiettoria si determina lo spazio percorso dal centro di massa parallelamente alla barriera e si assume come larghezza di ripartizione della forza di interazione:

$$S_p = S_n \cot \alpha = 2.827 \cot 20^\circ = 7.766 \text{ m}$$

L'interazione sulla barriera assume quindi il valore:

$$F' = 163.5 / 7.766 = 21.04 \text{ kN/m}$$

applicata ad un'altezza dal piano viabile di 0.85 m, pari all'altezza della barriera meno 0.10 m.

A favore di sicurezza la prova di crash-test si ritiene valida anche per la barriera tipo H2.

## 7 COMBINAZIONI DI CARICHI CONSIDERATE

### 7.1 AZIONI SULLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

In condizioni statiche, le azioni sulla struttura in elevazione sono:

- Peso proprio dei muri e delle barriere
- Spinta statica del terreno
- Azione del vento trasversale
- Spinta statica dovuta dal sovraccarico stradale
- Effetto di urto sul sicurvia (barriere integrate)

In condizioni sismiche, le azioni sulla struttura in elevazione sono:

- Peso proprio dei muri e delle barriere
- Spinta statica del terreno e incremento sismico della spinta
- Azioni dovute al sisma sulle masse strutturali dell'elevazione

### 7.2 AZIONI SULLA STRUTTURA DI FONDAZIONE

In condizioni statiche, le azioni sulla struttura di fondazione sono:

- Azioni dalla struttura in elevazione
- Peso proprio del plinto di fondazione e del terreno
- Spinta statica del terreno
- Azione del vento trasversale
- Spinta statica dovuta dal sovraccarico stradale
- Effetto di urto sul sicurvia (barriere integrate)

In condizioni sismiche, le azioni sulla struttura in fondazione sono:

- Peso proprio del plinto di fondazione e del terreno portato dallo stesso
- Spinta statica del terreno e incremento sismico della spinta
- Azioni dovute al sisma sulle masse strutturali e sul terreno portato

### 7.3 COMBINAZIONI DI CARICO CONSIDERATE LE AZIONI SONO COMBinate CON I COEFFICIENTI PARZIALI INDICATI NELLA SEGUENTE TABELLA.

Si nota che la combinazione comprendente l'urto è trattata come "combinazione eccezionale", ai sensi dei § 2.5.3 e § 3.6.3.2 NTC 2018.

#### COMBINAZIONI DI CARICO

Nelle seguenti tabelle sono riportati i coefficienti moltiplicativi dei carichi per le combinazioni di carico esaminate.

Combinazioni statiche SLE: verifiche stati limite di esercizio (fessurazione)

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Urto sicurvia	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
Ra-I (Vento)	1	0.75	1	0	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
Ra-II (Traffico)	1	1	0.6	0	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
Fr-I (Fessurazione)	1	0	0.2	0	0	0	Fessurazione; combinazione frequente con vento dominante
Fr-II (Fessurazione)	1	0.75	0	0	0	0	Fessurazione; combinazione frequente con sovraccarico dominante

Combinazioni STR/GEO, A1+M1: metodo degli stati limite ultimi: verifiche strutturali e geotecniche

Combinazione	Permanenti	Traffico	Vento	Urto sicurvia	Sisma Orizz.	Sisma Vert.	Descrizione
U1-I (Vento)	1.3	1.125	1.5	0	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
U1-II (Traffico)	1.3	1.5	0.9	0	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
S1-I (sisma v.alto)	1	0	0	0	1	-1	Combinazione sismica; sisma verticale verso l'alto
S1-II (sisma v.basso)	1	0	0	0	1	1	Combinazione sismica; sisma verticale verso il basso
EC1-I (Urto)	1	0	0	1	0	0	Combinazione eccezionale con urto sul sicurvia

TABELLA 7.1: BARRIERE INTEGRATE - COMBINAZIONI DI CARICO

## 8 CRITERI E METODI DELLE VERIFICHE

Per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche ai seguenti stati limite:

SLU di tipo strutturale (STR):

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- Scorrimento del piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso terreno struttura;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.1 per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

**Tab. 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_r$ (o $\gamma_d$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{**}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

\*\* 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  $\gamma_c$ .

**Tab. 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_v$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tab. 6.3.I** – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_k$	1,1

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.1. Nella

verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tabella 6.5.1 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

### 8.1 VERIFICA STRUTTURALE (STR) DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica della sezione di spiccatto plinto allo stato limite ultimo per pressoflessione nel piano verticale e taglio.

Si utilizza la combinazione più gravosa tra U1-I, U1-II, S1-I, S1-II, EC1 (tab. n. 7.1).

Si assume che i diagrammi di calcolo tensione-deformazione dei materiali siano i seguenti:

- calcestruzzo: diagramma parabola-rettangolo:  $\varepsilon_{c2} = 0.20 \%$ ,  $\varepsilon_{cu} = 0.35 \%$

- acciaio: diagramma elastico-plastico:  $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{391.3}{210000} = 0.186 \%$

La verifica a taglio viene svolta sia nell'ipotesi di assenza di armature resistenti al taglio che nell'ipotesi in cui le armature siano presenti; nel caso in cui la prima verifica sia soddisfatta, la seconda verifica non è necessaria.

### 8.2 VERIFICA STRUTTURALE (STR) DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua la verifica della sezione di spiccatto plinto allo stato limite di esercizio per combinazioni di carico frequenti (Fr-I, Fr-II).

- a) Verifica tensionale allo stato limite di formazione delle fessure: soddisfatta se la tensione massima nel calcestruzzo (in sezione interamente reagente) è minore della resistenza caratteristica a trazione per flessione:

$$\sigma_{c \max} \leq 0.7 \cdot f_{ctm}$$

- b) Verifica dello stato limite di apertura delle fessure: soddisfatta se il valore caratteristico dell'apertura delle fessure è inferiore al valore limite; nel caso specifico si hanno i seguenti valori :

- condizioni ambientali: ordinarie
- sensibilità armature: poco sensibili
- combinazioni di azioni: frequente:  $w_3 \leq 0.4 \text{ mm}$

Nel caso in cui la prima verifica a) sia soddisfatta, la seconda verifica b) non è necessaria.

### 8.3 VERIFICA STRUTTURALE (STR) DELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PLINTO POSTERIORE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica della sezione di incastro dello sbalzo posteriore del plinto allo stato limite ultimo per flessione nel piano verticale e taglio.

Cautelativamente si trascura il contributo favorevole delle pressioni di contatto sul terreno.

Si assume che i diagrammi di calcolo tensione-deformazione dei materiali siano i seguenti:

- calcestruzzo: diagramma parabola-rettangolo:  $\varepsilon_{c2} = 0.20 \%$ ,  $\varepsilon_{cu} = 0.35 \%$

- acciaio: diagramma elastico-plastico:  $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{391.3}{210000} = 0.186 \%$

La verifica al taglio viene svolta nell'ipotesi di assenza di armature resistenti al taglio.

#### 8.4 VERIFICA STRUTTURALE (STR) DELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PLINTO POSTERIORE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua la verifica della sezione di incastro dello sbalzo posteriore del plinto allo stato limite di esercizio per combinazioni di carico frequenti (Fr-I, Fr-II), trascurando cautelativamente il contributo favorevole delle pressioni di contatto sul terreno.

a) Verifica tensionale allo stato limite di formazione delle fessure: soddisfatta se la tensione massima nel calcestruzzo (in sezione interamente reagente) è minore della resistenza caratteristica a trazione per flessione:

$$\sigma_{c \max} \leq 0.7 \cdot f_{ctm}$$

b) Verifica dello stato limite di apertura delle fessure: soddisfatta se il valore caratteristico dell'apertura delle fessure è inferiore al valore limite; nel caso specifico si hanno i seguenti valori :

- condizioni ambientali: ordinarie
- sensibilità armature: poco sensibili
- combinazioni di azioni: frequente:  $w_3 \leq 0.4 \text{ mm}$

Nel caso in cui la prima verifica a) sia soddisfatta, la seconda verifica b) non è necessaria.

#### 8.5 VERIFICA DELLE PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-FONDAZIONE

Dati: N: carico verticale per metro di profondità

$e = \frac{M}{N}$ : eccentricità del carico dal baricentro della fondazione larga B

La tensione minima al contatto tra il plinto e il terreno è pari a:

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad \text{se} \quad e \leq \frac{B}{6}$$

$$\sigma_{\min} = 0 \quad \text{se} \quad e > \frac{B}{6}$$

La tensione massima al contatto tra il plinto e il terreno è pari a:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad \text{se} \quad e \leq \frac{B}{6}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{4}{3} \frac{N}{(B - 2 \cdot e)} \quad \text{se} \quad e > \frac{B}{6}$$

#### 8.6 VERIFICA (GEO) DI EQUILIBRIO AL RIBALTAMENTO

Per la verifica di ribaltamento si controlla il rispetto delle seguenti espressioni:

$$M_{\text{stab}} \geq M_{\text{rib}}$$

$M_{\text{rib}}$  = momento di calcolo ribaltante

$M_{\text{stab}}$  = momento di calcolo stabilizzante

Si definisce il coefficiente di sicurezza:  $K_r = \frac{M_{\text{stab}}/1.15}{M_{\text{rib}}} > 1$

#### 8.7 VERIFICA (GEO) ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

I parametri di progetto del terreno da utilizzare sono derivati dai valori caratteristici applicando i coefficienti parziali.

Deve risultare:

$$R_d \geq S_d > 1.1$$

in cui:

$R_d = \mu_d \cdot N_d$ : resistenza di calcolo allo scorrimento

$N_d$  = azione assiale di calcolo

$S_d$  = risultante delle azioni parallele

$\mu_d = \tan \varphi_d$ : coefficiente di attrito fondazione/terreno di progetto

Si è trascurato il contributo dell'eventuale adesione.

## 8.8 VERIFICHE (GEO) DI CAPACITÀ PORTANTE DELLA FONDAZIONE

Per il calcolo della capacità portante limite del terreno di fondazione (o carico a rottura) si fa riferimento ai tradizionali metodi basati sulla teoria dell'equilibrio limite così come proposti da Vesic (1975).

I calcoli sono eseguiti in direzione trasversale; si assume che sia sempre la direzione più gravosa in quanto in direzione longitudinale non si hanno eccentricità di carico né carichi tangenziali né inclinazioni sfavorevoli del piano di campagna.

Il piano di fondazione è sul terreno in situ; si assume:

- i parametri del terreno corrispondono a quelli efficaci del terreno in situ in condizioni drenate;
- il piano di campagna si suppone orizzontale.

Utilizzando le caratteristiche drenate, la portata limite unitaria (pressione) è data dalla seguente formula:

$$q_{lim} = c'N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q'N_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

in cui e nel seguito:

$\gamma$ : massa volumica efficace del terreno

$B'$ : larghezza netta della fondazione (Meyerhof)

$c'$ : coesione del terreno

$q'$ : sovraccarico dovuto al terreno sopra il piano di fondazione

$\varphi$ : angolo di attrito di calcolo del terreno

$V$ : carico perpendicolare al piano di posa

$H$ : carico tangenziale al piano di posa

$A_f = B' \times L'$ : area efficace fondazione

$c_a$ : aderenza fondazione (trascurata)

$\omega$ : angolo di inclinazione piano di campagna (+ verso il basso,  $\omega < \varphi$ )

$\eta$ : angolo di inclinazione del piano di fondazione (+ verso l'alto,  $\eta < \varphi$ )

Coefficienti di capacità portante:

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \times e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Fattori di forma:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \times \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad (> 0.6)$$

Fattori di profondità del piano di fondazione: si definisce k:

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{per: } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) \quad \text{per: } \frac{D}{B} > 1$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

$$d_v = 1$$

Fattori di inclinazione della risultante; si definisce m:

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

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q-1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V+A_f C_a \cot \phi} \right)^m$$

$$i_v = \left( 1 - \frac{H}{V+A_f C_a \cot \phi} \right)^{m+1}$$

Fattori di inclinazione della base fondazione ( $\eta$ ):

$$b_c = 1 - \frac{2\eta}{5.14 \cdot \tan \phi}$$

$$b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2$$

$$b_v = b_q$$

Fattori di inclinazione del piano di campagna:

$$g_c = g_q - \frac{1-g_q}{5.14 \cdot \tan \phi}$$

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_v = g_q$$

Trovandoci in presenza di carichi eccentrici si ricorre al criterio proposto da Meyerhof (figura n.7.4) che prevede di calcolare la capacità del terreno con riferimento all'area "netta" :

$$A' = B' \times L'$$

$$B' = B - 2e_1$$

$$L' = L - 2e_2$$

L,B = dimensioni "reali" della fondazione;

$e_1, e_2$  = eccentricità del carico nelle direzioni considerate

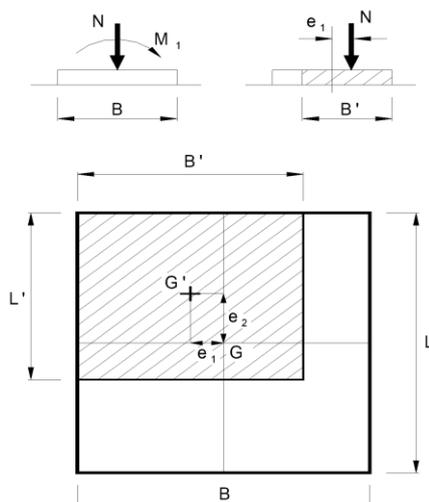


FIGURA 8.1 – CRITERIO DI MEYERHOF PER IL CALCOLO DELLA FONDAZIONE REAGENTE

Le verifiche sono condotte in accordo all' NTC 2018 utilizzando l' "Approccio 2" con Combinazione (A1+M1+R3) utilizzando le seguenti formulazioni:

$\sigma_{md} = \frac{N_d}{L \cdot B'}$ : pressione di progetto agente sull'area efficace della fondazione

$q_{od}$ : pressione geostatica efficace alla quota di imposta fondazione

$q_{lim,d}$ : pressione limite di progetto

$S_d = \sigma_{md} - q_{od}$ : sollecitazione unitaria di progetto

$R_d = q_{lim,d} - q_{od}$ : resistenza di progetto

per ogni combinazione di carico deve risultare:  $R_d \geq S_d > 1.4$

## 9 BARRIERE INTEGRATE SU CORDOLO A FONDAZIONE DIRETTA

### 9.1 VERIFICHE STRUTTURALI

Il muro presenta le seguenti dimensioni caratteristiche principali:

- Altezza massima paramento:	0.80 m;
- Larghezza fondazione:	2.70 m;
- Spessore paramento:	0.80 m;
- Spessore fondazione incastro:	0.40 m;
- Sbalzo anteriore fondazione:	0.70 m;
- Sbalzo posteriore fondazione:	1.20 m;
- Altezza barriera acustica:	3.5 m.

Seguono gli elaborati di verifica.

**Lavoro:** CORDOLO A SOSTEGNO BARRIERE FONDOASSORBENTI - BORDO STRADA  
**Titolo:** CASO 1 - ALTEZZA BARRIERA: 3.50 m - INTEGRATA CON SICURVIA H3-W5 - FONDAZIONE SU RILEVATO

<b>Altezza barriera fonoassorbente:</b>	<b>Hb=</b>	<b>3.50 m</b>
<b>Altezza rilevato:</b>	<b>Hr=</b>	<b>1.20 m</b>
<b>Larghezza plinto di fondazione:</b>	<b>Bp=</b>	<b>2.70 m</b>

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MURO

Altezza terreno a monte (da estradosso plinto)	Ht=	0.750 m
Altezza parete (da estradosso plinto)	Hp=	0.800 m
Larghezza di calcolo	Bp=	1.000 m
Spessore parete in testa	Sp1=	0.800 m
Spessore massimo parete all'incastro nel plinto	Sp3=	0.800 m
Inclinazione anteriore parete (>0 verso monte)	Pp=	0.000 %

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PLINTO

Altezza plinto (all'incastro)	Hpl=	0.400 m
Altezza anteriore plinto	Hantpl=	0.400 m
Altezza posteriore plinto	Hpospl=	0.300 m
Larghezza plinto	Bpl=	2.700 m
Sbalzo anteriore plinto	Sant=	0.700 m
Distanza tra filo posteriore plinto e filo posteriore parete	Spos1=	1.200 m

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRAPIENO SPINGENTE

Peso specifico del terreno	$\gamma_t$ =	A1+M1 20.00 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di inclinazione terrapieno (>0 verso l'alto, <φ)	ε=	1.43 °
Angolo di attrito del terreno	φ=	35.00 °
Coesione efficace del terreno	c=	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito muro-terreno	δ=	17.50 °
Sovraccarico sul terrapieno (spinte)	q=	20.00 kN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico sul plinto (peso)	qp=	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Condizioni di spinta del terrapieno (calcolo coefficienti di spinta)		Attiva

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Peso specifico (efficace) del terreno	$\gamma_t$ =	A1+M1 20.00 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito del terreno	φ=	35.00 °
Coesione del terreno	c=	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Altezza del terreno sullo sbalzo anteriore del sottoplinto	ht=	1.200 m
Angolo di inclinazione del terreno a valle (dalla base plinto)	ω=	0.00 °

**BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO**

**CARATTERISTICHE SISMICHE (NTC 2018)**

Categoria suolo di fondazione (A-B-C-D-E)	F=	C
Coefficiente opere di sostegno:	$\beta=$	0.38
Accelerazione orizzontale/gravità	$a_g/g=$	0.038
Coefficiente stratigrafico e di topografia	$S= S_s \times S_t=$	1.5
Coefficiente sismico orizzontale	$K_h=$	0.0217
Coefficiente sismico verticale	$K_v=$	$\pm 0.0108$

**MASSE AGGIUNTIVE SULLA STRUTTURA**

Componente verticale della forza di massa	FV
Componente orizzontale della forza di massa (sisma)	FH
Ascissa del punto di applicazione della forza di massa da bordo ant. plinto	x
Ordinata del punto di applicazione della forza di massa da bordo inf. plinto	y

	FV (kN)	FH (kN)	x (m)	y (m)
Barriera fonoassorbente integrata	2.45	0.05	1.100	2.950

**AZIONI VARIABILI AGGIUNTIVE SULLA STRUTTURA**

Calcolo della pressione del vento secondo NTC 2008	
Zona	1
Classe di rugosità	D
Categoria di esposizione	II
Altezza del sito	240 mslmm
Coefficienti tabella 7.1	$v_{ref,0}=$ 25 m/s
	$a_0=$ 1000 mslmm
	$k_a=$ 0.4 1/s
Velocità di riferimento	25 m/s
Pressione di riferimento	390.625 N/mq
Coefficienti tabella 7.2	$k_r=$ 0.19
	$z_0=$ 0.05 m
	$z_{min}=$ 4 m
Coefficiente di forma	$c_p=$ 1.2
Coefficiente dinamico	$c_d=$ 1
Coefficiente di topografia: Costruzioni sul livello superiore di un dislivello (rilevato)	
	$\beta=$ 0
	$\gamma=$ 1 (H/B=4/7 > 0.3)
	$X=$ 1.00E+06 m
	$c_t=$ 1
Altezza esposta	$Z=$ 4.00
Coefficiente di esposizione:	$c_e=$ 1.801
<b>Pressione del vento:</b>	<b><math>p=</math> 844.0012564 N/mq</b>
Azione tangenziale:	
Coeff. Di attrito (liscio)	$c_t=$ 0.01
Pressione tangenziale:	$p_t=$ 7.033343804 N/mq (trascurabile)

Componente verticale della forza esterna	FV
Componente orizzontale della forza esterna	FH
Ascissa del punto di applicazione della forza da bordo ant. plinto	x
Ordinata del punto di applicazione della forza da bordo inf. plinto	y

	FV (kN)	FH (kN)	x (m)	y (m)
Vento su barriera fonoassorbente: $q=$	0.844 kN/mq	0.00	1.100	2.950
Effetto di urto sul sicurva $F =$	21.042 kN/m	0.00	1.100	2.050

**BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO**

**SOLLECITAZIONI ALLA SEZIONE DI BASE DELLA PARETE**

Altezza di verifica dal lembo superiore del pannello Hv= 0.800 m

Coefficients di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici	A1+M1	Ka=	0.2498	0.2382	0.0751
Contributo di coesione:	A1+M1	Kac=	0.9724	0.9274	0.2924
<hr/>					
Statici+Dinamici (sisma verticale verso l'alto)			Kas=	0.2621	0.2500
Contributo di coesione con sisma:	A1+M1	Kac=	0.9748	0.9297	0.2931
<hr/>					
Coefficients di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A1+M1	Kas=	0.2618	0.2497	0.0787
Contributo di coesione con sisma:	A1+M1	Kac=	0.9748	0.9297	0.2931

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore della parete  
Le sollecitazioni caratteristiche sono riferite a una larghezza unitaria.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Parete muro	16.00	0.35	0.400	0.400	6.40	0.14
Spinte terreno (statiche)	0.00	0.00	0.800	0.250	0.00	0.00
Spinte sovraccarico (statiche)	0.00	0.00	0.800	0.375	0.00	0.00
Spinte terreno (statiche + sismiche v.alto)	0.00	0.00	0.800	0.250	0.00	0.00
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.alto)	1.18	3.75	0.800	0.375	0.95	1.41
Spinte terreno (statiche + sismiche v.basso)	0.00	0.00	0.800	0.250	0.00	0.00
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.basso)	1.18	3.75	0.800	0.375	0.94	1.40
Barriera fonoassorbente integrata	2.45	0.05	0.400	2.550	0.98	0.14
Vento su barriera fonoassorbente: q=	0.844 kN/mq	0.00	3.00	0.400	2.550	7.64
Effetto di urto sul sicurnia F =	21.042 kN/m	0.00	21.04	0.400	1.650	34.72
Effetti sisma verticale sulle masse (verso il basso)	0.20	0.00	0.400	0.000	0.08	0.00

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Combinazione: Ra-I (Vento)	18.45	3.00	0.400	2.550	7.38	7.64
Combinazione: Ra-II (Traffico)	18.45	1.80	0.400	2.550	7.38	4.58
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	18.45	0.60	0.400	2.550	7.38	1.53
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	18.45	0.00	0.400	0.000	7.38	0.00
Combinazione: U1-I (Vento)	23.99	4.49	0.400	2.550	9.59	11.46
Combinazione: U1-II (Traffico)	23.99	2.70	0.400	2.550	9.59	6.88
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	19.43	4.15	0.424	0.371	8.25	1.54
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	19.83	4.15	0.424	0.371	8.40	1.54
Combinazione: EC1-I (Urto)	18.45	21.04	0.400	1.650	7.38	34.72

**9.1.1 VERIFICA DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Si effettua la verifica a flessione e taglio della sezione di base della elevazione.

Dati della sezione rettangolare:

- base di calcolo:  $b = 100 \text{ cm}$
- altezza sezione:  $h = 40 \text{ cm}$
- armature superiori (tese):  $4 \text{ } \varnothing 16$ , distanza dal bordo  $5 \text{ cm}$
- armature inferiori (compresse):  $4 \text{ } \varnothing 16$ , distanza dal bordo  $5 \text{ cm}$

Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo (Combinazione EC1-I (Urto)):

- sforzo assiale:  $N_{Sd} = 18.45 \text{ kN}$
- momento flettente:  $M_{Sd} = 34.72 - 7.38 = 27.34 \text{ kN.m}$
- sforzo di taglio:  $V_{Sd} = 21.04 \text{ kN}$

Segue il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

- momento resistente:  $M_{Rd} = 100.22 \text{ kN.m}$  (verificato:  $M_{Rd} \geq M_{Sd}$ )
- taglio resistente (solo cls.):  $V_{Rd} = 165.43 \text{ kN}$  (verificato:  $V_{Rd} \geq V_{Sd}$ )

**BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO**

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.**

(V.2014.11.15)

**BARRIERA ACUSTICA INTEGRATA SU RILEVATO VERIFICA BASE ELEVAZIONE**

**Combinazioni: Momento massimo/Tagliomassimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni  $y_s = 0.00$  [mm]  
 Sforzo normale agente di calcolo  $N_{sd} = 18.45$  [kN]  
 Momento agente di calcolo (rispetto a  $y=y_s$ )  $M_{sd}(y=y_s) = 27.34$  [kNm]  
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione:  $y_g = 200.00$  mm )  $M_{sd}(y=y_g) = 31.03$  [kNm]

**DATI GEOMETRICI SEZIONE**

**Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo**

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave  $f_{ck} = 29.05$  [N/mm<sup>2</sup>]  
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata  $\alpha_{cc} = 0.85$   
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave  $\gamma_c = 1.50$   
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave  $f_{cd} = 16.462$  [N/mm<sup>2</sup>]  
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave  $f_{ctd} = 1.323$  [N/mm<sup>2</sup>]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	$\epsilon$ inf ‰	$\epsilon$ sup ‰	$\sigma$ inf [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ sup [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	MRd(y=0) [kNm]
1	1000.0	400.0	1000.0	0.0	400.0	11.6173	-1.3210	0.000	-14.564	-346.29	133.47
2	0.0	0.0	0.0	400.0	400.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	400.0	400.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		400.0		0.0	400.0					-346.29	133.47

**Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito**

Modulo di elasticità acciaio  $E_s = 210000.00$  [N/mm<sup>2</sup>]  
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario  $f_{yk} = 450.00$  [N/mm<sup>2</sup>]  
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario  $\gamma_s = 1.15$   
 Deformazione massima di calcolo  $\epsilon_{ud} = 10.00$  ‰  
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario  $f_{yd} = 391.30$  [N/mm<sup>2</sup>]

Armature	Numero	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon$ yd ‰	$\epsilon$ acc ‰	$\sigma$ acc [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	MRd(y=0) [kNm]
strato	ferri								
1	4	16	50.0	804.25	1.8634	10.0000	391.30	314.71	-15.74
2	4	16	350.0	804.25	1.8634	0.2963	62.22	50.04	-17.51
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
totali			50.0	1608.50	1.86335	10.0000		364.74	-33.25

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE**

Profondità relativa dell'asse neutro ( $x/d$ )  $\xi = 0.0013$   
 Altezza totale della sezione  $h = 400.0$  [mm]  
 Copriferro armatura tesa  $c = 50.0$  [mm]  
 Altezza utile (h-c)  $d = 350.0$  [mm]  
 Profondità dell'asse neutro  $x = 0.5$  [mm]  
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)  $\delta = 0.1429$   
 Braccio della coppia interna  $z = 294.27$  [mm]  
 Deformazione massima nel calcestruzzo  $\epsilon_{cls} = -1.3210$  ‰ in  $y = 400.00$  [mm]  
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso  $\epsilon_{acc} = 10.0000$  ‰ in  $y = 50.00$  [mm]  
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso  $\epsilon_{ap} = 0.0000$  ‰ in  $y =$  [mm]  
 Campo di deformazione specifica  $\lambda = 2$   
 Parametro di deformazione  $\lambda$  ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )  $\lambda = 1.162E-02$   
 Parametro di deformazione  $\mu$  ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )  $\mu = -3.235E-05$  [mm<sup>-1</sup>]  
 Sforzo normale resistente (rispetto alla base -  $y=0$ )  $N_{rd}(y=0) = 18.45$  [kN]  
 Momento resistente (rispetto alla base -  $y=0$ )  $M_{rd}(y=0) = 100.22$  [kNm]  
 Sforzo normale resistente (rispetto a  $y=y_s$ )  $N_{rd} = 18.45$  [kN]  
 Momento resistente (rispetto a  $y=y_s$ )  $M_{rd} = 100.22$  [kNm]  
**Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost)  $M_{rd}/M_{sd} = 3.666$**

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO**

Sforzo normale agente di calcolo (compresa precompressione)  $N_{sd} = 18.45$  [kN]  
 Sforzo di taglio agente (carichi esterni)  $V_d = 21.04$  [kN]  
 Carichi appesi o indiretti  $C_{ad} = 0.00$  [kN/m]  
 Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se:  $av \leq d$ ; EN 1992-1-1; 6.2.1(8))  $av = 999999.00$  [mm]  
 Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura ( $p > 0$  per h crescente con M):  $p = 0.0000$   
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura  $V_{md} = 0.00$  [kN]  
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei cavi di precompressione  $V_{pd} = 0.00$  [kN]  
 Sforzo di taglio agente di calcolo: ( $V_{sd} = V_d + V_{md} + V_{pd}$ )  $V_{sd} = 21.04$  [kN]

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio  $b_w = 1000.00$  [mm]  
 Altezza utile sezione:  $d = h - c$   $d = 308.84$  [mm]  
 Braccio della coppia interna  $z = 294.27$  [mm]  
 Area armature longitudinali tese  $A_{sl} = 1608.50$  [mm<sup>2</sup>]  
 Coefficiente:  $k = 1 + (200/d)^{0.5}$  [ $\leq 2$ ]  $k = 1.805$   
 Coefficiente:  $V_{min} = 0.035 * (k * M^0.5) * (f_{ck}^0.5)$   $V_{min} = 0.45736$  [N/mm<sup>2</sup>]  
 Rapporto geometrico armatura longitudinale:  $\rho_l = A_{sl} / (b_w * d)$  [ $\leq 0.02$ ]  $\rho_l = 0.00521$   
 Tensione media di compressione nella sezione:  $\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c$  [ $\leq 0.2 * f_{cd}$ ]  $\sigma_{cp} = 0.000$  [N/mm<sup>2</sup>]  
**Sforzo di taglio resistente  $V_{rd} = 165.43$  [kN]**  
**Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)  $V_{rd}/V_{sd} = 7.862$**

### 9.1.2 VERIFICA DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua il calcolo dell'apertura delle fessure considerando la combinazione di carico più gravosa ovvero la combinazione Fr-II (Fessurazione).

Sollecitazioni massime allo stato limite di esercizio (comb. frequente):

- sforzo assiale:  $N_{Sd} = 18.45 \text{ kN}$
- momento flettente:  $M_{Sd} = 7.38 \text{ kN.m}$

Si allega il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti.

Verifica in sezione fessurata:

- altezza sezione reagente:  $y = 16.30 \text{ cm}$
- trazione massima armature:  $\sigma_a = 4.18 \text{ N/mm}^2$

Verifica di fessurazione: la tensione di trazione massima nel calcestruzzo, calcolata in sezione interamente reagente vale:

$$\sigma_c = 0.082 \text{ N/mm}^2$$

minore della resistenza a trazione caratteristica:  $\sigma_{c,max} = 2.36 \text{ N/mm}^2$

quindi la sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure.

#### SEZIONE A TRAPEZI IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA.

TITOLO: **BARRIERA ACUSTICA INTEGRATA VERIFICA ELEVAZIONE MURO**

Ordinata punto di applicazione sforzi (solo se non baricentrici)	Y=	0.00 cm
Sforzo normale (N>0: trazione; N<0: compressione)	N=	-18.45 kN
Momento flettente(M>0: tende fibre inferiori; M<0: tende fibre superiori)	M=	7.38 kN.m
Coefficiente di omogeneizzazione	m=	15.00
Ordinata asse neutro (dall'alto)	ys=	16.30 cm
Ordinata asse neutro (dal basso)	yi=	23.70 cm
Tensione calcestruzzo minima	sc1=	-0.243 N/mm <sup>2</sup>
Tensione calcestruzzo massima	sc2=	0.000 N/mm <sup>2</sup>
Tensione acciaio minima	sf1=	-2.52 N/mm <sup>2</sup>
Tensione acciaio massima	sf2=	4.18 N/mm <sup>2</sup>

#### Sezione (dal basso)

Trapezio (n°)	bi (cm)	h (cm)	bs (cm)	Yi (cm)	Ys (cm)	Yi' (cm)	Ys' (cm)	si N/mm <sup>2</sup>	ss N/mm <sup>2</sup>
1	100.00	40.00	100.00	0.00	40.00	23.70	40.00	0.000	-0.243
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale		40.00							

#### Armature (dal basso)

Strato (n°)	Numero ferri	Diametro (mm)	Yf (cm)	Af cm <sup>2</sup>	sf N/mm <sup>2</sup>
1	4	16	5.00	8.04	4.18
2	4	16	35.00	8.04	-2.52
3	0	0	0.00	0.00	0.00
10	0	0	0.00	0.00	0.00
		Totale	20.00	16.08	

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO: BARRIERA ACUSTICA INTEGRATA VERIFICA ELEVAZIONE MURO**

Riferimento :

Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio  
Sensibilità armatura  
Condizioni ambientali  
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
Poco sensibile  
Ordinarie  
Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	fck=	29.1 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$ )	fctm=	2.835 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $f_{ctk} = f_{ctm}/1.2$ )	fctk=	2.362 N/mm <sup>2</sup>

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive): Tensione di trazione massima nel calcestruzzo	scmax=	0.082 N/mm <sup>2</sup>
---	--------	-------------------------

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**9.1.3 VERIFICA DELLO SBALZO POSTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Si effettua la verifica a flessione e taglio della sezione di incastro del plinto nella elevazione. Cautelativamente si trascura il contributo favorevole delle pressioni di contatto sul terreno.

Dati della sezione rettangolare:

- base di calcolo:  $b = 100$  cm
- altezza sezione:  $h = 40$  cm
- armature superiori (tese):  $4 \varnothing 16$ , distanza dal bordo 5 cm
- armature inferiori (comprese):  $4 \varnothing 16$ , distanza dal bordo 5 cm

Determinazione delle sollecitazioni:

- luce di calcolo:  $L = 120$  cm
- peso plinto:  $V = 25 \times (0.30+0.40) / 2 \times 1.20 = 10.50$  kN  
 $M = 10.50 \times 0.57 = 5.98$  kN.m
- peso massicciata:  $V = 20 \times (0.75+0.85)/2 \times 1.20 = 19.20$  kN  
 $M = 19.20 \times 0.59 = 11.32$  kN.m
- sovraccarico stradale:  $V = 20 \times 1.20 = 24.0$  kN  
 $M = 24.0 \times 0.60 = 14.40$  kN.m

Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo:

- sforzo assiale:  $N_{Sd} = 0$
- momento flettente:  $M_{Sd} = 1.3 \times (5.98 + 11.32) + 1.5 \times 14.40 = 44.09$  kN.m
- sforzo di taglio:  $V_{Sd} = 1.3 \times (10.50 + 19.20) + 1.5 \times 24.0 = 74.61$  kN

Segue il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti:

- momento resistente:  $M_{Rd} = -103.91$  kN.m (verificato:  $M_{Rd} \geq M_{Sd}$ )
- taglio resistente (solo cls.):  $V_{Rd} = 165.43$  kN (verificato:  $V_{Rd} \geq V_{Sd}$ )

**BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI - RELAZIONE DI CALCOLO**

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.**

(V.2014.11.15)

**BARRIERA ACUSTICA INTEGRATA SU RILEVATO VERIFICA INCASTRO PLINTO**  
**Combinazioni: Momento massimo/Tagliomassimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni  $y_s = 200.00$  [mm]  
Sforzo normale agente di calcolo  $N_{sd} = 0.00$  [kN]  
Momento agente di calcolo (rispetto a  $y = y_s$ )  $M_{sd}(y = y_s) = 44.09$  [kNm]  
Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione:  $y_g = 200.00$  mm)  $M_{sd}(y = y_g) = 44.09$  [kNm]

**DATI GEOMETRICI SEZIONE**

**Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo**  
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave  $f_{ck} = 29.05$  [N/mm<sup>2</sup>]  
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata  $\alpha_{cc} = 0.85$   
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave  $\gamma_c = 1.50$   
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave  $f_{cd} = 16.462$  [N/mm<sup>2</sup>]  
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave  $f_{ctd} = 1.323$  [N/mm<sup>2</sup>]

Elementi	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	MRd(y=0)
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	‰	‰	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	1000.0	400.0	1000.0	0.0	400.0	11.6173	-1.3210	0.000	-14.564	-346.29	133.47
2	0.0	0.0	0.0	400.0	400.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	400.0	400.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		400.0		0.0	400.0					-346.29	133.47

**Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito**

Modulo di elasticità acciaio  $E_s = 210000.00$  [N/mm<sup>2</sup>]  
Resistenza caratteristica acciaio ordinario  $f_{yk} = 450.00$  [N/mm<sup>2</sup>]  
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario  $\gamma_s = 1.15$   
Deformazione massima di calcolo  $\epsilon_{ud} = 10.00$  ‰  
Resistenza di calcolo acciaio ordinario  $f_{yd} = 391.30$  [N/mm<sup>2</sup>]

Armature	Numero	Diametro	livello	area	$\epsilon$ yd	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	MRd(y=0)
strato	ferri	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	‰	‰	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	4	16	50.0	804.25	1.8634	10.0000	391.30	314.71	-15.74
2	4	16	350.0	804.25	1.8634	0.2963	62.22	50.04	-17.51
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
totali			50.0	1608.50	1.86335	10.0000		364.74	-33.25

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE**

Profondità relativa dell'asse neutro ( $x/d$ )  $\xi = 0.0013$   
Altezza totale della sezione  $h = 400.00$  [mm]  
Copriferro armatura tesa  $c = 50.00$  [mm]  
Altezza utile ( $h-c$ )  $d = 350.00$  [mm]  
Profondità dell'asse neutro  $x = 0.5$  [mm]  
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile ( $c/d$ )  $\delta = 0.1429$   
Braccio della coppia interna  $z = 294.27$  [mm]  
Deformazione massima nel calcestruzzo  $\epsilon_{cls} = -1.3210$  ‰ in  $y = 400.00$  [mm]  
Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso  $\epsilon_{acc} = 10.0000$  ‰ in  $y = 50.00$  [mm]  
Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso  $\epsilon_{ap} = 0.0000$  ‰ in  $y =$  [mm]  
Campo di deformazione specifica  $\lambda = 2$   
Parametro di deformazione  $\lambda$  ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )  $\lambda = 1.162E-02$   
Parametro di deformazione  $\mu$  ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )  $\mu = -3.235E-05$  [mm<sup>-1</sup>]  
Sforzo normale resistente (rispetto alla base -  $y=0$ )  $N_{rd}(y=0) = 18.45$  [kN]  
Momento resistente (rispetto alla base -  $y=0$ )  $M_{rd}(y=0) = 100.22$  [kNm]  
Sforzo normale resistente (rispetto a  $y=y_s$ )  $N_{rd} = 18.45$  [kN]  
Momento resistente (rispetto a  $y=y_s$ )  $M_{rd} = 103.91$  [kNm]  
**Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost)  $M_{rd}/M_{sd} = 2.357$**

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO**

Sforzo normale agente di calcolo (compresa precompressione)  $N_{sd} = 0.00$  [kN]  
Sforzo di taglio agente (carichi esterni)  $V_d = 74.61$  [kN]  
Carichi appesi o indiretti  $C_{ad} = 0.00$  [kN/m]  
Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se:  $av \leq d$ ; EN 1992-1-1; 6.2.1(8))  $av = 999999.00$  [mm]  
Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura ( $p > 0$  per  $h$  crescente con  $M$ ):  $p = 0.0000$   
Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura  $V_{md} = 0.00$  [kN]  
Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei cavi di precompressione  $V_{pd} = 0.00$  [kN]  
Sforzo di taglio agente di calcolo: ( $V_{sd} = V_d + V_{md} + V_{pd}$ )  $V_{sd} = 74.61$  [kN]

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio  $b_w = 1000.00$  [mm]  
Altezza utile sezione:  $d = h - c$   $d = 308.84$  [mm]  
Braccio della coppia interna  $z = 294.27$  [mm]  
Area armature longitudinali teso  $A_{sl} = 1608.50$  [mm<sup>2</sup>]  
Coefficiente:  $k = 1 + (200/d)^{0.5} [\leq 2]$   $k = 1.805$   
Coefficiente:  $V_{min} = 0.035 * (k^{1.5}) * (f_{ck}^{0.5})$   $V_{min} = 0.45736$  [N/mm<sup>2</sup>]  
Rapporto geometrico armatura longitudinale:  $\rho_l = A_{sl} / (b_w * d) [\leq 0.02]$   $\rho_l = 0.00521$   
Tensione media di compressione nella sezione:  $\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c [\leq 0.2 * f_{cd}]$   $\sigma_{cp} = 0.000$  [N/mm<sup>2</sup>]  
**Sforzo di taglio resistente  $V_{rd} = 165.43$  [kN]**  
**Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)  $V_{rd}/V_{sd} = 2.217$**

### 9.1.4 VERIFICA DELLO SBALZO POSTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua il calcolo dell'apertura delle fessure considerando la combinazione di carico più gravosa, considerando le sollecitazioni massime allo stato limite di esercizio (comb. frequente):

- sforzo assiale:  $N_{Sd} = 0$
- momento flettente:  $M_{Sd} = 5.98 + 11.32 + 0.75 \times 14.40 = 28.10 \text{ kN.m}$

Si allega il tabulato della verifica svolta; i risultati sono qui riassunti.

#### Verifica in sezione fessurata:

- altezza sezione reagente:  $y = 7.70 \text{ cm}$
- trazione massima armature:  $\sigma_a = 108.54 \text{ N/mm}^2$

Verifica di fessurazione: la tensione di trazione massima nel calcestruzzo, calcolata in sezione interamente reagente vale:

$$\sigma_c = 0.956 \text{ N/mm}^2$$

minore della resistenza a trazione caratteristica:  $\sigma_{c,max} = 2.36 \text{ N/mm}^2$

quindi la sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure.

#### SEZIONE A TRAPEZI IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA.

##### TITOLO: BARRIERA ACUSTICA INTEGRATA VERIFICA INCASTRO PLINTO

Ordinata punto di applicazione sforzi (solo se non baricentrici)	Y=	0.00 cm
Sforzo normale (N>0: trazione; N<0: compressione)	N=	0.00 kN
Momento flettente (M>0: tende fibre inferiori; M<0: tende fibre superiori)	M=	28.10 kN.m
Coefficiente di omogeneizzazione	m=	15.00
Ordinata asse neutro (dall'alto)	ys=	7.70 cm
Ordinata asse neutro (dal basso)	yi=	32.30 cm
Tensione calcestruzzo minima	sc1=	-2.042 N/mm <sup>2</sup>
Tensione calcestruzzo massima	sc2=	0.000 N/mm <sup>2</sup>
Tensione acciaio minima	sf1=	-10.75 N/mm <sup>2</sup>
Tensione acciaio massima	sf2=	108.54 N/mm <sup>2</sup>

#### Sezione (dal basso)

Trapezio (n°)	bi (cm)	h (cm)	bs (cm)	Yi (cm)	Ys (cm)	Yi' (cm)	Ys' (cm)	si N/mm <sup>2</sup>	ss N/mm <sup>2</sup>
1	100.00	40.00	100.00	0.00	40.00	32.30	40.00	0.000	-2.042
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale		40.00							

#### Armature (dal basso)

Strato (n°)	Numero ferri	Diametro (mm)	Yf (cm)	Af cm <sup>2</sup>	sf N/mm <sup>2</sup>
1	4	16	5.00	8.04	108.54
2	4	16	35.00	8.04	-10.75
3	0	0	0.00	0.00	
10	0	0	0.00	0.00	
		Totale	20.00	16.08	

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO: BARRIERA ACUSTICA INTEGRATA VERIFICA INCASTRO PLINTO**

Riferimento :

Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».  
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

**DATI GENERALI**

Tipo impronte acciaio  
Sensibilità armatura  
Condizioni ambientali  
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
Poco sensibile  
Ordinarie  
Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	fck=	29.1 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$ )	fctm=	2.835 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $f_{ctk} = f_{ctm}/1.2$ )	fctk=	2.362 N/mm <sup>2</sup>

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive): Tensione di trazione massima nel calcestruzzo	scmax=	0.956 N/mm <sup>2</sup>
---	--------	-------------------------

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

**9.2 VERIFICHE GEOTECNICHE**

Le verifiche geotecniche sono eseguite per ogni combinazione di carico statica e sismica calcolando le sollecitazioni alla base del plinto per una larghezza dell'elemento unitaria.

Le verifiche sono eseguite per la fondazione del seguente elemento:

- Barriera integrata con sicurvvia su bordo strada, altezza barriera 3.50 m, la fondazione si svolge sul rilevato stradale.

Seguono i risultati ottenuti nelle verifiche geotecniche eseguite in condizioni statiche e sismiche.

La combinazione più sfavorevole risulta per Combinazione EC2-I (urto) ottenendo i seguenti valori di sicurezza minimi:

- Verifica al ribaltamento  $K_r = 1.995 > 1$
- Verifica allo scorrimento  $K_s = 1.866 > 1.1$
- Verifica di capacità portante  $F_s = 11.02 > 1.4$

I tabulati estesi dei calcoli delle verifiche geotecniche svolti sono allegati.

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI - RELAZIONE DI CALCOLO

SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PLINTO

Altezza di calcolo delle spinte H= 0.800 m

Coefficients di spinta attiva		totale		orizz.	vert.
Statici	A1+M1	Ka=	0.2498	0.2382	0.0751
Statici	A2+M2	Ka=	0.2498	0.2382	0.0751
Coefficients di spinta attiva		totale		orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso l'alto)	A1+M1	Kas=	0.2621	0.2500	0.0788
Statici+Dinamici (sisma verticale verso l'alto)	A2+M2	Kas=	0.2621	0.2500	0.0788
Coefficients di spinta attiva		totale		orizz.	vert.
Statici+Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A1+M1	Kas=	0.2618	0.2497	0.0787
Statici+Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A2+M2	Kas=	0.2618	0.2497	0.0787

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore del plinto, la distanza della risultante dal bordo anteriore del plinto D e l'eccentricità della risultante dal baricentro del plinto E.  
Le caratteristiche di sollecitazione sono riferite a una larghezza unitaria.  
Il sovraccarico sul plinto posteriore (peso) non viene considerato.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Parete muro	16.00	0.35	1.100	0.800	17.60	0.28
Terreno sul plinto	19.56	0.42	2.116	0.757	41.39	0.32
Plinto	25.50	0.55	1.294	0.190	33.00	0.11
Terreno sul plinto anteriore	11.20	0.03	0.350	0.000	3.92	0.00
Spinte terreno (statiche)	A1+M1	1.52	2.700	0.267	1.30	0.41
Spinte sovraccarico (statiche)	A1+M1	1.20	2.700	0.400	3.24	1.52
Spinte terreno (statiche + sismiche Valto)	A1+M1	0.51	1.58	2.700	0.267	1.35
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche V.alto)	A1+M1	1.20	4.00	2.700	0.400	3.40
Spinte terreno (statiche + sismiche V.basso)	A1+M1	0.51	1.62	2.700	0.267	1.38
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche V.basso)	A1+M1	1.20	4.00	2.700	0.400	3.40
Barriera foncoassorbente integrata	2.45	0.05	1.100	2.950	2.70	0.16
Vento su barriera foncoassorbente: q <sub>w</sub>	0.844 kN/m <sup>2</sup>	0.00	3.00	1.100	2.950	0.00
Effetto di urto sul sicuro F <sub>u</sub>	21.042 kN/m	0.00	21.04	1.100	2.950	43.14
Effetti sistema verticale sulle masse (verso il basso)	0.81	0.00	1.320	0.000	1.07	0.00

	FV (kN)	FH (kN)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	D (m)	E (m)
Combinazione: Ra-I (Vento)	76.39	7.43	103.14	10.55	1.206	0.144
Combinazione: Ra-II (Traffico)	76.39	7.19	103.14	7.39	1.253	0.097
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	75.19	2.18	99.90	2.33	1.298	0.052
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	76.09	4.44	102.33	1.71	1.322	0.028
Combinazione: U1-I (Vento)	99.10	10.83	133.52	15.71	1.189	0.161
Combinazione: U1-II (Traffico)	99.55	10.46	134.74	10.97	1.243	0.107
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	74.40	2.96	98.88	1.28	1.312	0.038
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	76.03	2.99	101.04	1.29	1.312	0.038
Combinazione: EC1-I (Urto)	75.19	22.57	97.20	43.54	0.714	0.636
Combinazione: U2-I (Vento)	76.36	9.19	103.06	13.54	1.172	0.178
Combinazione: U2-II (Traffico)	76.75	8.87	104.12	9.44	1.234	0.116
Combinazione: S2-I (sisma v.alto)	74.40	2.96	98.88	1.28	1.312	0.038
Combinazione: S2-II (sisma v.basso)	76.03	2.99	101.04	1.29	1.312	0.038
Combinazione: EC2-I (Urto)	75.19	22.57	99.90	43.54	0.750	0.600
Combinazione: E2-I (Vento)	69.02	10.20	93.56	15.48	1.131	0.219
Combinazione: E2-II (Traffico)	69.47	9.83	94.78	10.75	1.209	0.141
Combinazione: SE2-I (sisma v.alto)	74.40	2.96	98.88	1.28	1.312	0.038
Combinazione: SE2-II (sisma v.basso)	76.03	2.99	101.04	1.29	1.312	0.038
Combinazione: EC2-I (Urto)	75.19	22.57	99.90	43.54	0.750	0.600

Pressioni anteriori e posteriori sul terreno:

Combinazione	St(ant) (kN/mq)	X(St(ant)) (m)	St(post) (kN/mq)	X(St(post)) (m)
Ra-I (Vento)	37.18	0.00	19.18	2.70
Ra-II (Traffico)	34.36	0.00	22.22	2.70
Fr-I (Fessurazione)	31.09	0.00	24.61	2.70
Fr-II (Fessurazione)	29.91	0.00	26.46	2.70
U1-I (Vento)	49.85	0.00	23.56	2.70
U1-II (Traffico)	45.62	0.00	28.12	2.70
S1-I (sisma v.alto)	29.89	0.00	25.22	2.70
S1-II (sisma v.basso)	30.53	0.00	25.79	2.70
EC1-I (Urto)	70.24	0.00	0.00	2.14
U2-I (Vento)	39.45	0.00	17.12	2.70
U2-II (Traffico)	35.78	0.00	21.07	2.70
S2-I (sisma v.alto)	29.89	0.00	25.22	2.70
S2-II (sisma v.basso)	30.53	0.00	25.79	2.70
EC2-I (Urto)	66.88	0.00	0.00	2.25

Verifiche di ribaltamento:

Combinazione	M(stab)/1.15 (kNm)	M(rib) (kNm)	Kr	Kr(min)	Kr ≥ Kr(min)
E2-I (Vento)	81.36	15.48	5.256	1.00	Verificato
E2-II (Traffico)	82.41	10.75	7.667	1.00	Verificato
SE2-I (sisma v.alto)	85.98	1.28	67.094	1.00	Verificato
SE2-II (sisma v.basso)	87.87	1.29	68.095	1.00	Verificato
EC2-I (Urto)	86.87	43.54	1.995	1.00	Verificato

Verifiche di scorrimento

Combinazione	N * tan(φ) (kN)	T (kN)	Ks	Ks(min)	Ks ≥ Ks(min)
U1-I (Vento)	69.39	10.83	6.405	1.10	Verificato
U1-II (Traffico)	69.71	10.46	6.661	1.10	Verificato
S1-I (sisma v.alto)	52.09	2.96	17.612	1.10	Verificato
S1-II (sisma v.basso)	53.24	2.99	17.799	1.10	Verificato
EC1-I (Urto)	52.65	22.57	2.333	1.10	Verificato
U2-I (Vento)	42.78	9.19	4.655	1.10	Verificato
U2-II (Traffico)	42.99	8.87	4.847	1.10	Verificato
S2-I (sisma v.alto)	41.68	2.96	14.089	1.10	Verificato
S2-II (sisma v.basso)	42.59	2.99	14.239	1.10	Verificato
EC2-I (Urto)	42.12	22.57	1.866	1.10	Verificato

Verifiche di capacità portante

Combinazione	N (kN/m)	T (kN/m)	B' (m)	σ <sub>n</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>m</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	FS	FS(min)	FS ≥ FS(min)
U1-I (Vento)	99.10	10.83	2.378	41.68	1466.43	24.00	81.59	1.40	Verificato
U1-II (Traffico)	99.55	10.46	2.486	40.04	1520.41	24.00	93.31	1.40	Verificato
S1-I (sisma v.alto)	74.40	2.96	2.624	28.36	1876.15	24.00	425.10	1.40	Verificato
S1-II (sisma v.basso)	76.03	2.99	2.624	28.97	1878.45	24.00	372.95	1.40	Verificato
EC1-I (Urto)	75.19	22.57	1.427	52.68	644.81	24.00	21.65	1.40	Verificato
U2-I (Vento)	76.36	9.19	2.345	32.57	650.52	24.00	73.13	1.40	Verificato
U2-II (Traffico)	76.75	8.87	2.467	31.11	675.89	24.00	91.68	1.40	Verificato
S2-I (sisma v.alto)	74.40	2.96	2.624	28.36	857.45	24.00	191.29	1.40	Verificato
S2-II (sisma v.basso)	76.03	2.99	2.624	28.97	858.48	24.00	167.82	1.40	Verificato
EC2-I (Urto)	75.19	22.57	1.499	50.16	312.23	24.00	11.02	1.40	Verificato

## 10 BARRIERE INTEGRATE DI BORDO SU CORDOLO A FONDAZIONE DIRETTA

Per le barriere integrate di bordo si utilizza le “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni” CNR-DT 207/2008 che nel paragrafo G.5 Muri e parapetti e nella Tabella G.X inserisce i coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti in corrispondenza dello sviluppo del prospetto di bordo barriera.

Concludendo la pressione complessiva massima, la pressione del vento assunta nei calcoli è determinata in funzione dell’altezza della barriera ( $z$ ), considerando:

- Zona: 1
  - Classe di rugosità: D
  - Categoria di esposizione: II
  - Altezza del sito:  $a_s < a_0 = 1000$  m
  - Velocità di riferimento:  $v_{b,0} = 25$  m/s
  - Pressione di riferimento:  $q_r = 390.625$  N/m<sup>2</sup>
  - Coefficienti:  $k_r = 0.19$   
 $z_0 = 0.05$  m  
 $z_{min} = 4$  m
  - Coefficiente di forma:  $c_p = 3.4$
  - Coefficiente dinamico:  $c_d = 1$
  - Coefficiente di topografia:  $c_t = 1$
- CASO A, B**
- Coefficiente di esposizione:  $c_e = 1.801$  ( $z < 4$  m)
  - Pressione del vento:  $p = 2.391$  kN/m<sup>2</sup>

Tabella G.X – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

$\psi$	Chiusura laterale	$l/h$	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

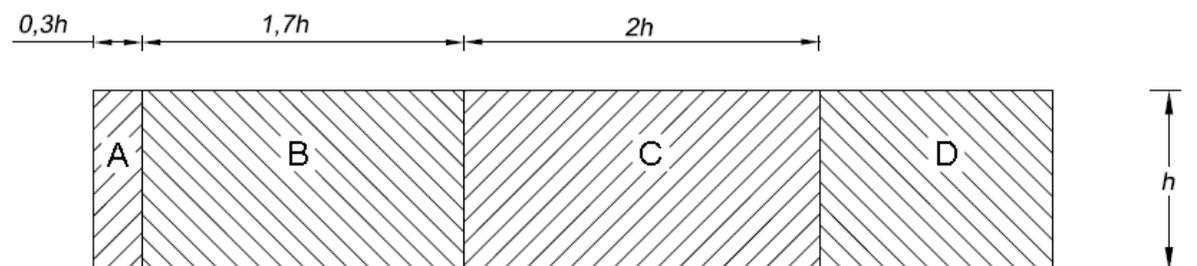


Figura G.21 – Suddivisione di muri e parapetti in aree di uguale pressione complessiva.

Seguono gli allegati di calcolo.

**BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO**

**AZIONI VARIABILI AGGIUNTIVE SULLA STRUTTURA**

Calcolo della pressione del vento secondo NTC 2008

Zona		1
Classe di rugosità		D
Categoria di esposizione		II
Altezza del sito		240 mslmm
Coefficienti tabella 7.1	vref,0=	25 m/s
	a0=	1000 mslmm
	ka=	0.4 1/s
Velocità di riferimento		25 m/s
Pressione di riferimento		390.625 N/mq
Coefficienti tabella 7.2	kr=	0.19
	z0=	0.05 m
	zmin=	4 m
Coefficiente di forma	cp=	3.4
Coefficiente dinamico	cd=	1
Coefficiente di topografia: Costruzioni sul livello superiore di un dislivello (rilevato)	Beta=	0
	Gamma=	1 (H/B=4/7 >0.3)
	X=	1.00E+06 m
	ct=	1
Altezza esposta	Z=	4.00
Coefficiente di esposizione:	ce=	1.801
<b>Pressione del vento:</b>	<b>p=</b>	<b>2391.336893 N/mq</b>
Azione tangenziale:		
Coeff. Di attrito (liscio)	ct=	0.01
Pressione tangenziale:	pt=	7.033343804 N/mq (trascurabile)

Componente verticale della forza esterna FV  
Componente orizzontale della forza esterna FH  
Ascissa del punto di applicazione della forza da bordo ant. plinto x  
Ordinata del punto di applicazione della forza da bordo inf. plinto y

	FV (kN)	FH (kN)	x (m)	y (m)
Vento su barriera fonoassorbente: q=	2.391 kN/mq	0.00	8.49	1.100
Effetto di urto sul sicurezza F =	21.042 kN/m	0.00	21.04	1.100

**SOLLECITAZIONI ALLA SEZIONE DI BASE DELLA PARETE**

Altezza di verifica dal lembo superiore del pannello Hv= 0.800 m

	A1+M1	Ka=	totale	orizz.	vert.
Coefficienti di spinta attiva					
Statici	A1+M1	Ka=	0.2498	0.2382	0.0751
Contributo di coesione:	A1+M1	Kac=	0.9724	0.9274	0.2924
Statici+Dinamici (sisma verticale verso l'alto)	A1+M1	Kas=	0.2621	0.2500	0.0788
Contributo di coesione con sisma:	A1+M1	Kac=	0.9748	0.9297	0.2931
Coefficienti di spinta attiva					
Statici+Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A1+M1	Kas=	0.2618	0.2497	0.0787
Contributo di coesione con sisma:	A1+M1	Kac=	0.9748	0.9297	0.2931

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore della parete  
Le sollecitazioni caratteristiche sono riferite a una larghezza unitaria.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Parete muro	16.00	0.35	0.400	0.400	6.40	0.14
Spinte terreno (statiche)	0.00	0.00	0.800	0.250	0.00	0.00
Spinte sovraccarico (statiche)	0.00	0.00	0.800	0.375	0.00	0.00
Spinte terreno (statiche + sismiche v.alto)	0.00	0.00	0.800	0.250	0.00	0.00
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.alto)	1.18	3.75	0.800	0.375	0.95	1.41
Spinte terreno (statiche + sismiche v.basso)	0.00	0.00	0.800	0.250	0.00	0.00
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.basso)	1.18	3.75	0.800	0.375	0.94	1.40
Barriera fonoassorbente integrata	2.45	0.05	0.400	2.550	0.98	0.14
Vento su barriera fonoassorbente: q=	2.391 kN/mq	0.00	0.400	2.550	0.00	21.65
Effetto di urto sul sicurezza F =	21.042 kN/m	0.00	0.400	1.650	0.00	34.72
Effetti sisma verticale sulle masse (verso il basso)	0.20	0.00	0.400	1.650	0.08	0.00

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Combinazione: Ra-I (Vento)	18.45	8.49	0.400	2.550	7.38	21.65
Combinazione: Ra-II (Traffico)	18.45	5.09	0.400	2.550	7.38	12.99
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	18.45	1.70	0.400	2.550	7.38	4.33
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	18.45	0.00	0.400	0.000	7.38	0.00
Combinazione: U1-I (Vento)	23.99	12.73	0.400	2.550	9.59	32.47
Combinazione: U1-II (Traffico)	23.99	7.64	0.400	2.550	9.59	19.48
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	19.43	4.15	0.424	0.371	8.25	1.54
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	19.83	4.15	0.424	0.371	8.40	1.54
Combinazione: EC1-I (Urto)	18.45	21.04	0.400	1.650	7.38	34.72

Le sollecitazioni alla base della parete risultano massime per la Combinazione EC1-I (Urto) e quindi non si allegano le verifiche strutturali.

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI - RELAZIONE DI CALCOLO

SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PLINTO

Altezza di calcolo delle spinte			H=	0.800 m		
Coefficients di spinta attiva						
Statici	A1+M1	Ka=	0.2496	totale	orizz.	vert.
Statici	A2+M2	Ka=	0.2496	0.2382	0.2382	0.0751
Coefficients di spinta attiva						
Statici+Dinamici (sisma verticale verso l'alto)	A1+M1	Kas=	0.2621	0.2500	0.0788	0.0788
Statici+Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A2+M2	Kas=	0.2621	0.2500	0.0788	0.0788
Coefficients di spinta attiva						
Statici+Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A1+M1	Kas=	0.2618	0.2497	0.0787	0.0787
Statici+Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A2+M2	Kas=	0.2618	0.2497	0.0787	0.0787

Nella tabella seguente sono riportati i carichi, i bracci di leva, i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore del plinto, la distanza della risultante dal bordo anteriore del plinto D e l'eccentricità della risultante dal baricentro del plinto E.  
Le caratteristiche di sollecitazione sono riferite a una larghezza unitaria.  
Il sovraccarico sul plinto posteriore (peso) non viene considerato.

	FV (kN)	FH (kN)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)
Parete muro	16.00	0.35	1.100	0.800	17.60	0.28
Terreno sul plinto	19.56	0.42	2.116	0.757	41.39	0.33
Plinto	25.50	0.55	1.294	0.190	33.00	0.11
Terreno sul plinto anteriore	11.20	0.00	0.350	0.000	3.92	0.00
Spinte terreno (statiche)	A1+M1	0.48	1.52	2.700	0.267	1.30
Spinte sovraccarico (statiche)	A1+M1	1.20	3.81	2.700	0.400	3.24
Spinte terreno (statiche + sismiche v.alto)	A1+M1	0.50	1.58	2.700	0.267	1.35
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.alto)	A1+M1	1.26	4.00	2.700	0.400	3.40
Spinte terreno (statiche + sismiche v.basso)	A1+M1	0.51	1.62	2.700	0.267	1.38
Spinte sovraccarico (statiche + sismiche v.basso)	A1+M1	1.26	4.00	2.700	0.400	3.40
Barriera fonosorbente integrata	2.45	0.05	1.100	2.950	2.70	0.16
Vento su barriera fonosorbente: q <sub>s</sub>	2.391 kN/mq	0.00	8.49	1.100	2.950	0.00
Effetto di urto sul sicura F	21.042 kN/m	0.00	21.04	1.100	2.050	0.00
Effetti sisma verticale sulle masse verso il basso	0.81	0.00	1.320	0.000	1.07	0.00

	FV (kN)	FH (kN)	M(stab) (kNm)	M(rib) (kNm)	D (m)	E (m)
Combinazione: Ra-I (Vento)	76.09	12.93	102.33	26.75	0.993	0.357
Combinazione: Ra-II (Traffico)	76.39	10.48	103.14	17.11	1.126	0.224
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	75.19	3.28	99.90	5.57	1.255	0.095
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	76.09	4.44	102.33	1.71	1.322	0.028
Combinazione: U1-I (Vento)	99.10	19.07	133.52	40.01	0.944	0.406
Combinazione: U1-II (Traffico)	99.55	15.41	134.74	25.56	1.097	0.253
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	74.40	2.96	98.88	1.28	1.312	0.038
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	76.03	2.99	101.04	1.29	1.312	0.038
Combinazione: EC1-I (Urto)	75.19	22.57	97.20	43.54	0.714	0.636
Combinazione: U2-I (Vento)	76.36	16.33	103.06	34.81	0.896	0.484
Combinazione: U2-II (Traffico)	76.75	13.15	104.12	22.08	1.069	0.281
Combinazione: S2-I (sisma v.alto)	74.40	2.96	98.88	1.28	1.312	0.038
Combinazione: S2-II (sisma v.basso)	76.03	2.99	101.04	1.29	1.312	0.038
Combinazione: EC2-I (Urto)	75.19	22.57	99.90	43.54	0.750	0.600
Combinazione: E2-I (Vento)	69.02	18.44	93.56	39.79	0.779	0.571
Combinazione: E2-II (Traffico)	69.47	14.78	94.78	25.33	1.000	0.350
Combinazione: SE2-I (sisma v.alto)	74.40	2.96	98.88	1.28	1.312	0.038
Combinazione: SE2-II (sisma v.basso)	76.03	2.99	101.04	1.29	1.312	0.038
Combinazione: EC2-I (Urto)	75.19	22.57	99.90	43.54	0.750	0.600

Pressioni anteriori e posteriori sul terreno:

	St(ant) (kN/mq)	X(St(ant)) (m)	St(post) (kN/mq)	X(St(post)) (m)
Combinazione Ra-I (Vento)	50.52	0.00	5.84	2.70
Combinazione Ra-II (Traffico)	42.37	0.00	14.22	2.70
Combinazione Fr-I (Fessurazione)	33.76	0.00	21.94	2.70
Combinazione Fr-II (Fessurazione)	29.91	0.00	26.46	2.70
Combinazione U1-I (Vento)	69.85	0.00	3.55	2.70
Combinazione U1-II (Traffico)	57.62	0.00	16.12	2.70
Combinazione S1-I (sisma v.alto)	29.89	0.00	25.22	2.70
Combinazione S1-II (sisma v.basso)	30.53	0.00	25.79	2.70
Combinazione EC1-I (Urto)	70.24	0.00	0.00	2.14
Combinazione U2-I (Vento)	56.79	0.00	0.00	2.69
Combinazione U2-II (Traffico)	46.19	0.00	10.67	2.70
Combinazione S2-I (sisma v.alto)	29.89	0.00	25.22	2.70
Combinazione S2-II (sisma v.basso)	30.53	0.00	25.79	2.70
Combinazione EC2-I (Urto)	66.88	0.00	0.00	2.25

Verifiche di ribaltamento:

	M(stab)/1.15 (kNm)	M(rib) (kNm)	Kr	Kr(min)	Kr ≥ Kr(min)
Combinazione E2-I (Vento)	81.36	39.79	2.045	1.00	Verificato
Combinazione E2-II (Traffico)	82.41	25.33	3.253	1.00	Verificato
Combinazione SE2-I (sisma v.alto)	85.98	1.28	67.094	1.00	Verificato
Combinazione SE2-II (sisma v.basso)	87.87	1.29	68.095	1.00	Verificato
Combinazione EC2-I (Urto)	86.87	43.54	1.995	1.00	Verificato

Verifiche di scorcimento

	N * Iant(v) (kN)	T (kN)	Ks	Ks(min)	Ks ≥ Ks(min)
Combinazione U1-I (Vento)	69.39	19.07	3.638	1.10	Verificato
Combinazione U1-II (Traffico)	69.71	15.41	4.524	1.10	Verificato
Combinazione S1-I (sisma v.alto)	52.09	2.96	17.612	1.10	Verificato
Combinazione S1-II (sisma v.basso)	53.24	2.99	17.799	1.10	Verificato
Combinazione EC1-I (Urto)	52.65	22.57	2.333	1.10	Verificato
Combinazione U2-I (Vento)	42.78	16.33	2.619	1.10	Verificato
Combinazione U2-II (Traffico)	42.99	13.15	3.268	1.10	Verificato
Combinazione S2-I (sisma v.alto)	41.68	2.96	14.089	1.10	Verificato
Combinazione S2-II (sisma v.basso)	42.59	2.99	14.239	1.10	Verificato
Combinazione EC2-I (Urto)	42.12	22.57	1.866	1.10	Verificato

Verifiche di capacità portante

	N (kN/m)	T (kN/m)	B' (m)	σ <sub>m</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>m</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	FS	FS(min)	FS ≥ FS(min)
Combinazione U1-I (Vento)	99.10	19.07	1.887	52.51	1023.27	24.00	35.05	1.40	Verificato
Combinazione U1-II (Traffico)	99.55	15.41	2.193	45.39	1232.23	24.00	56.50	1.40	Verificato
Combinazione S1-I (sisma v.alto)	74.40	2.96	2.624	28.36	1876.15	24.00	425.10	1.40	Verificato
Combinazione S1-II (sisma v.basso)	76.03	2.99	2.624	28.97	1878.45	24.00	372.95	1.40	Verificato
Combinazione EC1-I (Urto)	75.19	22.57	1.427	52.68	644.81	24.00	21.65	1.40	Verificato
Combinazione U2-I (Vento)	76.36	16.33	1.793	42.59	439.49	24.00	22.35	1.40	Verificato
Combinazione U2-II (Traffico)	76.75	13.15	2.138	35.90	537.66	24.00	43.15	1.40	Verificato
Combinazione S2-I (sisma v.alto)	74.40	2.96	2.624	28.36	857.45	24.00	191.29	1.40	Verificato
Combinazione S2-II (sisma v.basso)	76.03	2.99	2.624	28.97	858.48	24.00	167.82	1.40	Verificato
Combinazione EC2-I (Urto)	75.19	22.57	1.499	50.16	312.23	24.00	11.02	1.40	Verificato

Le sollecitazioni alla base del plinto risultano massime per la Combinazione EC1-I (Urto) e quindi non si allegano le verifiche strutturali e geotecniche.

## 11 BARRIERE FONOASSORBENTI H = 4.0 M CON FONDAZIONE SU PALI

### 11.1 ANALISI DEI CARICHI

I carichi seguenti sono riferiti a una larghezza pari all'interasse dei pali  $l = 3.00$  m.

#### 11.1.1 CARICHI PERMANENTI

- Peso del palo:  $g_1 = (1.23 + 24 \times \pi \times 0.244^2 - 19 \times \pi \times 0.254^2) \times 5.0 = 9.33$  kN  
(dedotto il peso del terreno in cui il palo è infisso)
- Peso barriera:  $g_2 = 0.7 \times 4.00 \times 3.00 = 8.4$  kN
- Peso pannello in cls.:  $g_3 = 25 \times 0.10 \times 0.70 \times 3.00 = 5.25$  kN
- Spinta del terreno sul pannello in cls.:  $20 \times 0.271 \times 0.50^2 / 2 \times 3.00 = 2.03$  kN

#### 11.1.2 CARICHI VARIABILI

- Vento trasversale:  $q_1 = 0.844 \times 4.00 \times 3.00 = 10.12$  kN
- Spinta del sovraccarico sul pannello in cls.:  $q_2 = 20 \times 0.271 \times 0.50 \times 3.00 = 8.13$  kN

### 11.2 GENERALITÀ SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

Le verifiche sono state eseguite con l'ausilio del programma di calcolo: "AllPile", vers. 7.12, realizzato da "CivilTech Software, Bellevue, WA U.S.A.

#### 11.2.1 VERIFICHE DI RESISTENZA ASSIALE (VERTICALE)

La verifica di resistenza assiale dei pali viene svolta allo stato limite ultimo; facendo riferimento alle NTC 2008 si segue:

- Approccio 2: Combinazione: (A1/M1/R3)

Coefficienti parziali delle resistenze  $\gamma_R$ : segue estratto Tabella 6.4.II, NTC 2018, con i coefficienti parziali adottati evidenziati.

**Tab. 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	<b>(R3)</b>	<b>(R3)</b>	<b>(R3)</b>
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

\* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Fattore di correlazione (1 indagine):  $\xi_4$ : segue estratto Tabella 6.4.IV, NTC 2008, con i coefficienti parziali adottati evidenziati.

**Tabella 6.4.IV** – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

La verifica viene eseguita tramite il programma di calcolo “AllPile”, versione 7.12, prodotto da CivilTech Software, Bellevue, WA USA, il programma utilizza le procedure descritte in “Foundation & Earth Structures, Design Manual 7.02”, pubblicato da “Department of Navy, Naval Facilities Engineering Command (NAVFAC, USA)”.

La resistenza ultima del palo per sforzo assiale è la somma delle resistenze di punta e laterale:

$$Q_{ult} = Q_{tip} + Q_{side}$$

Da cui deriva la resistenza di calcolo:

$$R_d = \frac{Q_{tip}}{\gamma_b \times \xi} + \frac{Q_{side}}{\gamma_s \times \xi} = \frac{Q_{tip}}{1.35 \times 1.70} + \frac{Q_{side}}{1.15 \times 1.70}$$

La resistenza ultima di base vale:

$$Q_{tip} = A_{tip} \times (N_q \times S_v + N_c \times C) \text{ in cui:}$$

$A_{tip}$  : area sezione del palo alla punta

$N_q$  : fattore di portanza per terreni sciolti, tabellato in funzione dell’angolo di attrito e del tipo di palo (infisso o trivellato) (ved. Tabella 4.1 seguente)

**Table 4-1. Bearing Capacity Factor,  $N_q$**

$\Phi$ (Internal friction)	$N_q$ (Displacement pile)	$N_q$ (Non-Displacement pile)
26	11.0	5.6
28	15.2	7.6
30	21.0	10.3
31	24.6	12.1
32	29.1	14.2
33	34.5	16.9
34	41.3	20.3
35	49.9	24.6
36	60.9	30.1
37	75.0	37.1

**BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO**

38	93.0	46.1
39	116.	57.7
40	145.	72.3

$S_v$  : tensione verticale (efficace) alla punta palo, salvo le limitazioni:

$$S_v < q_{\text{limit}} = 7.2 \text{ N/mm}^2$$

$N_c$  : fattore di portanza per terreni coesivi, tabellato in funzione della profondità relativa della punta palo  $Z/D$  (ved. Tabella 4.2 seguente)

**Table 4-2. Bearing Capacity Factor,  $N_c$**

$z/B$ (Depth/Width)	$N_c$
0	6.3
1	7.8
2	8.4
3	8.8
4	9
>4	9

**C**: coesione terreno

In presenza di discontinuità stratigrafiche nel tratto inferiore alla punta, si tiene conto delle caratteristiche dei terreni sottostanti interpolando per una profondità di 10 volte il diametro del palo.

La resistenza ultima laterale vale:

$$Q_{\text{side}} = \sum S_f \times P \times \Delta L = \sum (f_0 + C_a) \times P \times \Delta L \text{ in cui:}$$

$$f_0 = K_{\text{down}} \times S_v \times \tan \delta \text{ (in compressione)}$$

$$f_0 = K_{\text{up}} \times S_v \times \tan \delta \text{ (in trazione)}$$

$$K_{\text{down}} = S_h / S_v = 0.7 \text{ : (in compressione)}$$

$$K_{\text{up}} = S_h / S_v = 0.4 \text{ : (in trazione)}$$

$S_h$  : tensione orizzontale (efficace) lungo il palo:

$S_v$  : tensione verticale (efficace) lungo il palo, salvo le limitazioni:

$$S_f < (f_0 + C_a)_{\text{limit}} = 0.20 \text{ N/mm}^2 \text{ : portanza laterale limite}$$

$\delta = 20^\circ$  angolo di attrito terreno/acciaio (liscio)

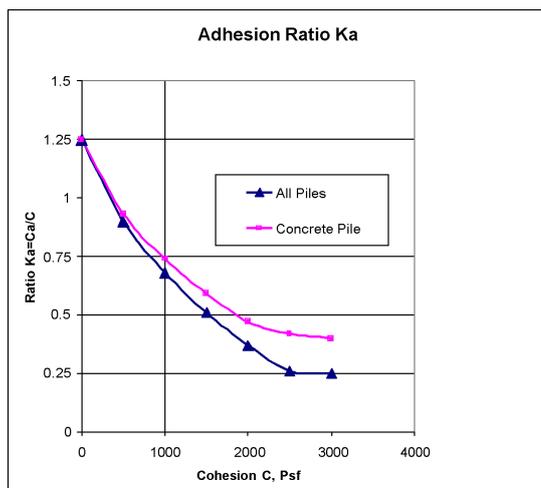
$$C_a = K_c \times K_a \times C$$

$K_c = 1$ : fattore di adesione

$K_a$ : rapporto di adesione (vedi figura a lato)

**P**: perimetro palo

**$\Delta L$** : lunghezza tratto di palo



Il cedimento del palo viene calcolato secondo Reese e O'Neel (1988).

### 11.2.2 VERIFICHE DI RESISTENZA AI CARICHI TRASVERSALI (ORIZZONTALI)

La verifica di resistenza laterale dei pali viene svolta allo stato limite ultimo; facendo riferimento alle NTC 2018 si segue:

- Approccio 2: Combinazione: (A1/M1/R3)

Coefficienti parziali delle resistenze  $\gamma_T$ : segue estratto Tabella 6.4.VI, NTC 2018, con i coefficienti parziali adottati evidenziati.

**Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali**

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

La determinazione delle sollecitazioni lungo il palo viene eseguita tramite il programma di calcolo "AllPile" applicando direttamente il codice COM624P (FHWA-SA-91-048, COM624P – Laterally Loaded Pile Program for the Microcomputer, Version 2.0, Wang and Reese, 1993).

Il codice risolve l'analisi laterale nell'ipotesi che il modulo di deformazione sia proporzionale alla profondità, con l'integrazione iterativa alle differenze finite delle seguenti equazioni differenziali non lineari:

- 1)  $EI \frac{d^4 Y}{dz^4} + Q \frac{d^2 Y}{dz^2} - R - P_q = 0$
- 2)  $EI \left( \frac{d^3 Y}{dz^3} \right) + Q \left( \frac{dY}{dz} \right) - T = 0$
- 3)  $EI \left( \frac{d^2 Y}{dz^2} \right) - M = 0$

$$4) \quad \frac{dY}{dZ} - S_t = 0$$

In cui:

Q: carico assiale sul palo

Y: freccia laterale del palo alla profondità Z dalla testa palo

R: reazione del suolo per unità di lunghezza

E: modulo di elasticità del palo

I: momento d'inerzia del palo

P<sub>q</sub>: carico laterale distribuito lungo il palo

T: sforzo di taglio

M: momento flettente

S<sub>t</sub>: rotazione del palo

### 11.3 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Alla testa dei pali allo stato limite ultimo si ha:

- Sforzo verticale:

$$V_d = 1.3 \times (9.33 + 8.4 + 5.25) = 29.87 \text{ kN}$$

- Sforzo orizzontale:

$$H_d = 1.3 \times 2.03 + 1.3 \times 0.6 \times 8.13 + 1.5 \times 10.12 = 2.64 + 6.34 + 15.18 = 24.16 \text{ kN}$$

- Momento flettente:

$$M_d = 2.64 \times 0.50 / 3 + 6.34 \times 0.50 / 2 + 15.18 \times (4.0/2) = 32.38 \text{ kNm}$$

### 11.4 CALCOLO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE E DEFORMAZIONE DEL PALO

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione e deformazione del palo viene effettuato mediante il programma di calcolo "Allpile", vers. 7.12, CivilTech Software, Bellevue, WA USA.

Il calcolo fa riferimento a un palo in acciaio di 508 mm di diametro e 10 mm di spessore di 5.0 metri di lunghezza messo in opera secondo un interasse di 3.0 m riempito in calcestruzzo.

Il calcolo si riferisce al tratto compreso tra le sezioni 30 e 35 del tracciato stradale caratterizzato da uno scavo in trincea. A favore di sicurezza si utilizzano i parametri fisici e meccanici più cautelativi per le formazioni geotecniche attraversate.

I calcoli di portanza del palo fanno riferimento alla sola portanza di base e si trascura l'attrito laterale del palo vibroinfisso in acciaio a contatto con il terreno.

Seguono i dati di input inseriti nel programma di calcolo e di seguito i diagrammi risultanti dalle analisi verticale e laterale del palo.

Si omettono i tabulati in quanto i risultati grafici del programma AllPile sono completamente esaustivi.

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

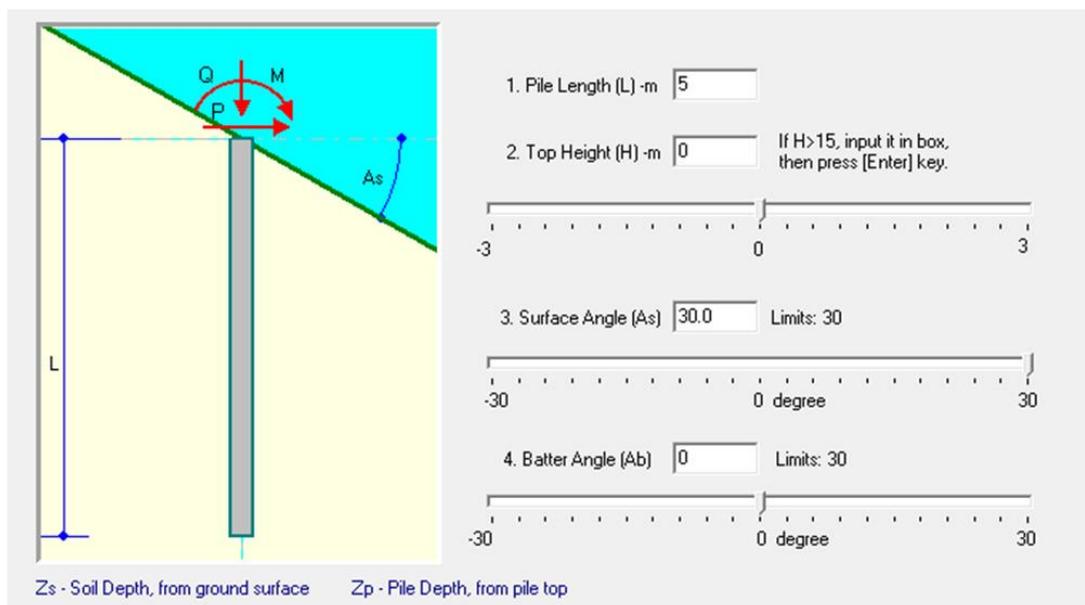


FIGURA 11.1: SCHEMA DEL PENDIO DI CALCOLO CON SEZIONE IN TRINCEA

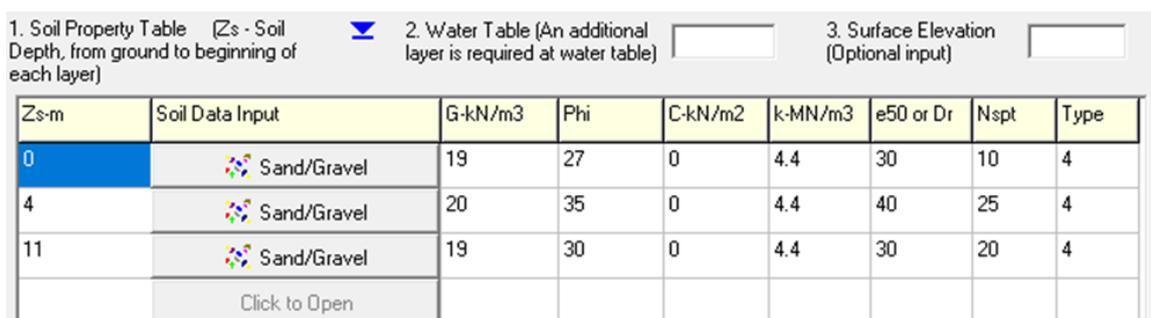


FIGURA 11.2: PARAMETRI GEOMECCANICI DEI TERRENI ATTRAVERSATI

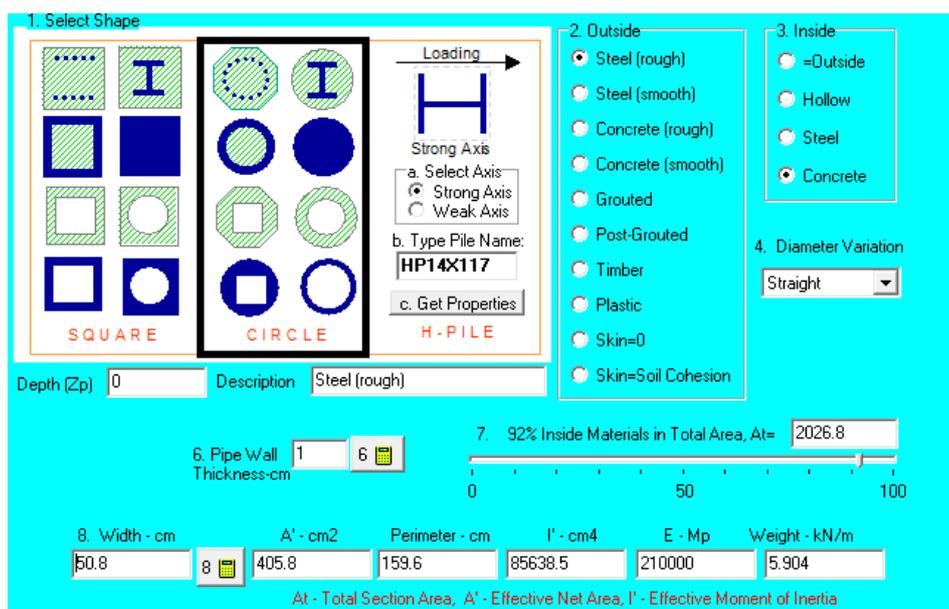


FIGURA 11.3: CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO ACCIAIO-CLS

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

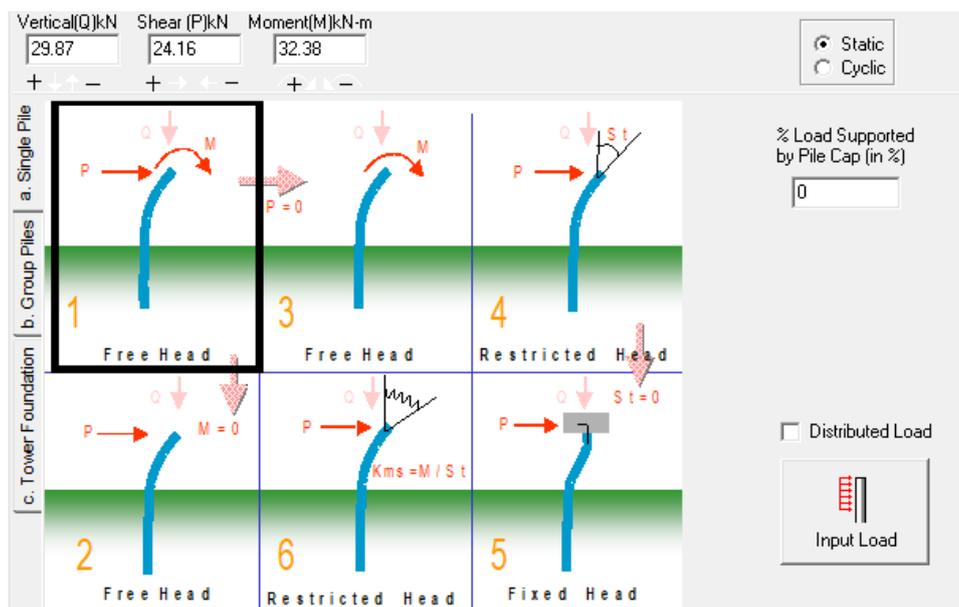


FIGURA 11.4: SCHEMA STATICO E SOLLECITAZIONI ALLO SLU

1. Zero Friction (Exclusion zone) and Negative Friction (Downdrag force): Input Soil Depth (Zs)

Zero Friction from 0 to 5  Negative Friction from to Factor 1

Zero Friction from to  Negative Friction from to Factor 1

2.  Zero Tip Resistance  3. Tip resistance based on stratum from pile tip extends to 10 times of pile diameter. ( smoother Capacity-Length curve).

4. Analysis Parameters:

Parameters: Value [1]: Value [2]	Value [1]	Value [2]
FS for Downward: [1] FS_side; [2] FS_tip	2.0	2.3
FS for Uplift: [1] FS_side; [2] FS_weight	2.1	1.0
Load Factor: [1] Vertical,Q; [2] Lateral,P,M,T	1.0	1.0
(Critical Depth)/(Pile Diameter): [1] Side; [2] Tip	999.0	999.0
Resistance Limits: [1] Side; [2] Tip -kN/m2 (No Limit: 99999)	500.0	7200.0
Allowable Deflection: [1] Vertical, x_allow [2] Lateral, y_allow -cm	2.0	2.0
Group Deduction Factor for Lateral Analysis: [1] Rfront; [2] Rside	1.0	1.0
Adjustment Factor: [1] Vertical Settlement; [2] Lateral p-y Reduction	1.0	1.0

5. Load - Settlement Relation (t-z curve):  Vesic Method  Reese Method

FIGURA 11.5: FATTORI DI SICUREZZA UTILIZZATI

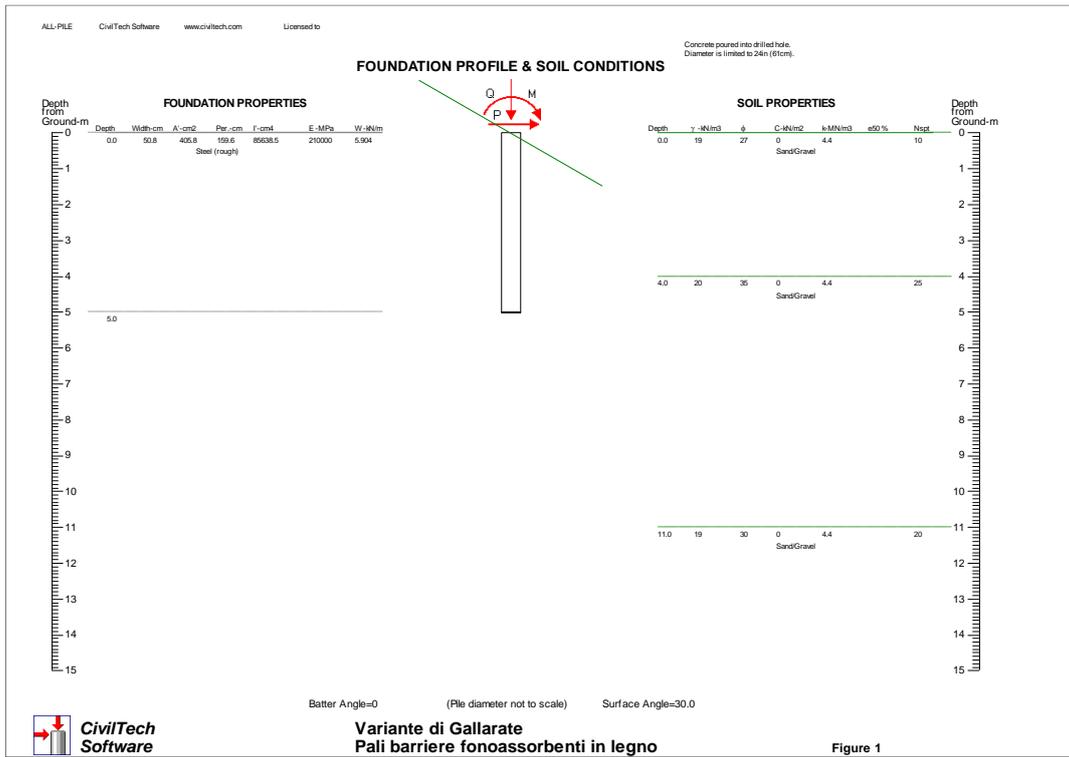


FIGURA 11.6: MODELLO DI CALCOLO

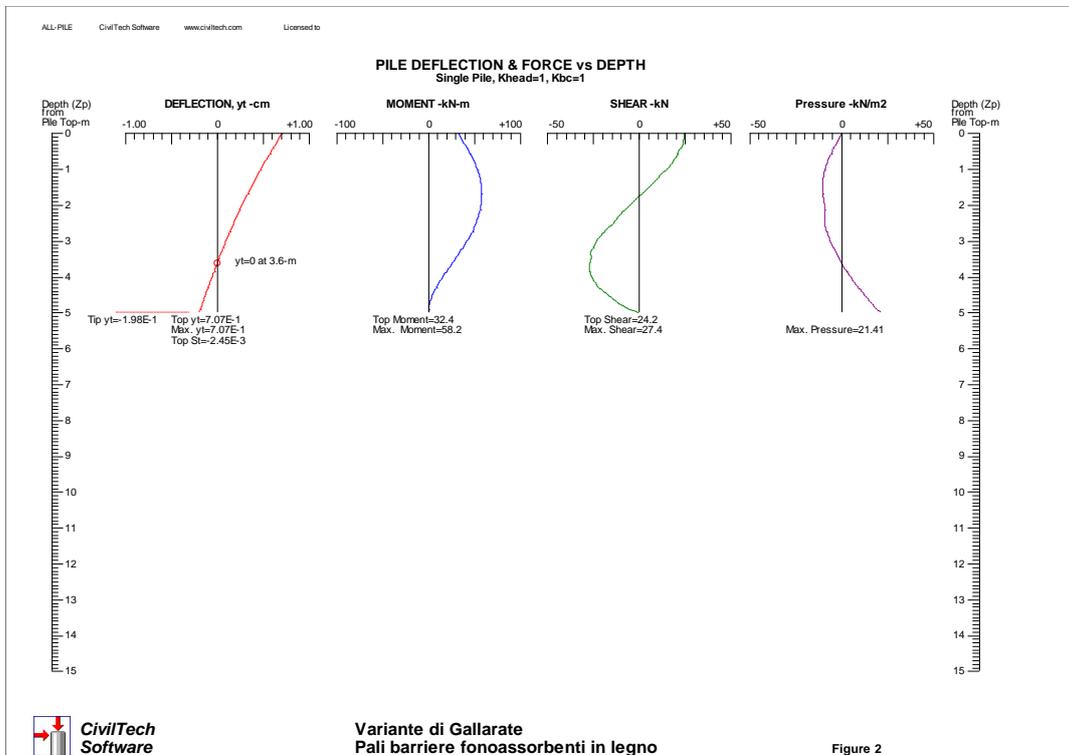
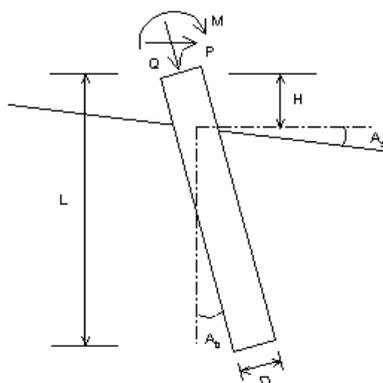


FIGURA 11.7: SOLLECITAZIONI SUL PALO

## VERTICAL ANALYSIS

Figure 1



**Loads:**

Load Factor for Vertical Loads= 1.0  
Load Factor for Lateral Loads= 1.0  
Loads Supported by Pile Cap= 0 %  
Shear Condition: Static

Vertical Load, Q= 29.9 -kN  
Shear Load, P= 24.2 -kN  
Moment, M= 32.4 -kN-m

**Profile:**

Pile Length, L= 5.0 -m  
Top Height, H= 0 -m  
Slope Angle, As= 30.0  
Batter Angle, Ab= 0

\* Zero Friction \*

Zero Friction Start: 0 -m End: 5 -m

Drilled Pile (dia <=24 in. or 61 cm)

Soil Data:							Pile Data:						
Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt	Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MPa	Weight -kN/m
0	19	27	0	4.4	30	10	0.0	50.8	405.8	159.6	85638.5	210000	5.904
4	20	35	0	4.4	40	25	5.0						
11	19	30	0	4.4	30	20							

**Vertical capacity:**

Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 29.52-kN \*Soil Weight is not included  
Side Resistance (Down)= 0.000-kN Side Resistance (Up)= 0.000-kN  
Tip Resistance (Down)= 478.251-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN  
Total Ultimate Capacity (Down)= 478.251-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 29.520-kN  
Total Allowable Capacity (Down)= 207.935-kN Total Allowable Capacity (Up)= 29.520-kN  
OK! Qallow > Q

**Settlement Calculation:**

At Q= 29.87-kN Settlement= 0.15358-cm  
At Xallow= 2.00-cm Qallow= 307.81042-kN

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 99999.



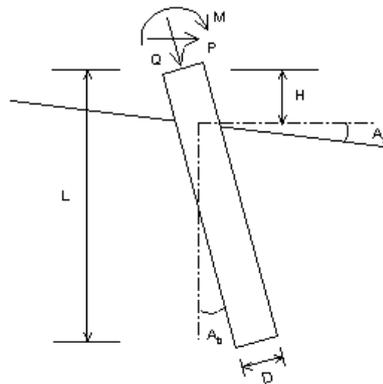
**CivilTech  
Software**

**Variante di Gallarate  
Pali barriere fonoassorbenti in legno**

FIGURA 11.8: VERIFICA SECONDO LE SOLLECITAZIONI VERTICALI

## LATERAL ANALYSIS

Figure 2



Drilled Pile (dia <math>\leq 24</math> in. or 61 cm)

### Loads:

Load Factor for Vertical Loads= 1.0  
Load Factor for Lateral Loads= 1.0  
Loads Supported by Pile Cap= 0 %  
Shear Condition: Static

Vertical Load,  $Q= 29.9$  -kN  
Shear Load,  $P= 24.2$  -kN  
Moment,  $M= 32.4$  -kN-m

### Profile:

Pile Length,  $L= 5.0$  -m  
Top Height,  $H= 0$  -m  
Slope Angle,  $As= 30.0$   
Batter Angle,  $Ab= 0$

\* Zero Friction \*

Zero Friction Start: 0 -m End: 5 -m

### Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m <sup>3</sup>	Phi	C -kN/m <sup>2</sup>	K -MN/m <sup>3</sup>	e50 or Dr %	Nspt	Depth -m	Width -cm	Area -cm <sup>2</sup>	Per. -cm	I -cm <sup>4</sup>	E -MPa	Weight -kN/m
0	19	27	0	4.4	30	10	0.0	50.8	405.8	159.6	85638.5	210000	5.904
4	20	35	0	4.4	40	25	5.0						
11	19	30	0	4.4	30	20							

### Pile Data:

### Single Pile Lateral Analysis:

Top Deflection,  $y_t= 0.70700$ -cm

Max. Moment,  $M= 58.20$ -kN-m

Top Deflection Slope,  $St= -0.00245$

OK! Top Deflection, 0.7070-cm is less than the Allowable Deflection= 2.00-cm

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 99999.

The Max. Moment calculated by program is an internal force from the applied load conditions. Structural engineer has to check whether the pile has enough capacity to resist the moment with adequate factor of safety. If not, the pile may fail under the load conditions.



CivilTech  
Software

Variante di Gallarate  
Pali barriere fonoassorbenti in legno

FIGURA 11.9: VERIFICA SECONDO LE SOLLECITAZIONI TRASVERSALI

## 11.5 VERIFICA DEI PALI SOGGETTI A CARICO VERTICALE

La verifica viene svolta allo stato limite ultimo; in riferimento alle NTC 2018, si sceglie l'approccio 2, con le combinazioni A1/M1/R3 in cui si applicano i coefficienti parziali alle caratteristiche resistenti del palo:

- resistenza laterale in compressione:  $\gamma_s = 1.15$
- resistenza alla base:  $\gamma_b = 1.35$
- fattore di correlazione:  $\xi_4 = 1.70$

Si ottiene:

- Sforzo verticale di progetto:  $N_{sd} = 29.87 \text{ kN}$
- Resistenza di progetto:  $R_{sd} = 478.25 / (1.7 \times 1.35) = 208.38 \text{ kN}$  ( $R_{sd} > N_{sd}$ )
- Cedimento verticale:  $DZ = 0.153 \text{ cm}$  (ammissibile)

## 11.6 PALI SOGGETTI A CARICO ORIZZONTALE - VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO

I coefficienti parziali (A1/M1/R3) risultano:

- resistenza laterale terreno:  $\gamma_t = 1.30$
- fattore di correlazione:  $\xi_4 = 1.70$

La resistenza di progetto del terreno si ottiene dalla formula:

$$R_{sd} = \frac{\lambda_p \times \sigma_v + 2 \times c' \times \sqrt{\lambda_p}}{\gamma_t \times \xi_3} \quad \text{in cui:}$$

- $\lambda_p$ : coefficiente di spinta passiva
- $\sigma_v$ : pressione geostatica efficace
- $c'$ : coesione drenata

Le massime pressioni sul terreno risultano:

$$P_{d1} = -10.2 \text{ kN/m}^2 \text{ a } 1.70 \text{ m di profondità}$$

$$P_{d2} = 21.4 \text{ kN/m}^2 \text{ a } 5.00 \text{ m di profondità}$$

Le Resistenze del terreno risultano:

$$R_{sd1} = \frac{2.66 \times 1.70 \times 19}{1.30 \times 1.70} = 38.87 \text{ kN/m}^2 > P_{d1}$$

$$R_{sd2} = \frac{3.69 \times 5.0 \times 20}{1.30 \times 1.70} = 166.956 \text{ kN/m}^2 > P_{d2}$$

Il minimo coefficiente di sicurezza (resistenza / pressione) si ottiene a  $Z_p = 1.70 \text{ m}$  e vale:

$$R_{sd} / P_d = 38.87 / 10.2 = 3.81 \quad (>1: \text{verificato})$$

## 11.7 VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO

Si verifica il palo in acciaio Ø 508 mm, sp. 10 mm trascurando lo riempimento in cls.  
Segue tabulato di verifica.

### VERIFICA DI RESISTENZA SEZIONE TUBOLARE

Fattore parziale di resistenza delle sezioni:	$Y_{M0} =$	<b>1.05</b>
Tensione caratteristica di snervamento acciaio:		
spessore $t \leq 40$ mm:	$f_{yk} =$	<b>355.00 N/mm<sup>2</sup></b>
spessore $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm:	$f_{yk} =$	<b>335.00 N/mm<sup>2</sup></b>
Diametro esterno:	$d =$	<b>508 mm</b>
Spessore nominale:	$t =$	<b>10.0 mm</b>
Classificazione sezione:		Classe 3 (moderatamente snella)
Massa:	$P =$	122.81 kg/m
Area sezione metallica:	$A =$	15645 mm <sup>2</sup>
Area resistente a taglio:	$A_v =$	9960 mm <sup>2</sup>
Momento d'inerzia elastico:	$J =$	4.85E+08 mm <sup>4</sup>
Raggio d'inerzia:	$i =$	176.1 mm
Modulo di resistenza elastico:	$W_e =$	1910246 mm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico:	$W_p =$	2480296 mm <sup>3</sup>
Resistenza di calcolo a compressione:	$N_{c,Rd} =$	5289.54 kN
Resistenza di calcolo a flessione:	$M_{c,Rd} =$	645.85 kN.m
Resistenza di calcolo a taglio:	$V_{c,Rd} =$	1944.19 kN
Verifica di resistenza combinata assiale/flessione/taglio:		
Sforzo assiale di progetto:	$N_{Ed} =$	<b>29.87 kN</b>
Sforzo tagliante di progetto:	$V_{Ed} =$	<b>27.4 kN</b>
Momento flettente di progetto:	$M_{Ed} =$	<b>58.2 kN.m</b>
Tensione di snervamento ridotta per interazione tra flessione e taglio (se la sollecitazione di taglio supera il 50% della resistenza):	$f_{y,red} =$	355.00 N/mm <sup>2</sup>
Verifica combinata assiale/flessione: $N_{Ed} / N_{c,Rd} + M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$ :		<b>0.096 (≤1:VERIFICATO)</b>

## 11.8 PANNELLO IN C.A. - VERIFICA STRUTTURALE

Si verifica il pannello in c.a. dello spessore di 10 cm per 70 cm di altezza considerato appoggiato sulla luce di 3.00 m e soggetto alle spinte del terreno e del sovraccarico.

Le sollecitazioni di calcolo allo stato limite ultimo risultano:

- momento flettente massimo:  $M_{Sd} = 1.3 \times 2.03 \times 3.00 / 8 + 1.5 \times 8.13 \times 3.00 / 8 = 5.56$  kNm
- sforzo di taglio massimo:  $V_{Sd} = 1.3 \times 2.03 / 2 + 1.5 \times 8.13 / 2 = 7.42$  kN

Verifica della sezione: si considera un'armatura formata da due reti elettrosaldate Ø 6 mm, con passo 100 x 100 mm.

Si ottiene:

- momento resistente:  $M_{Rd} = 6.76$  kNm (  $M_{Rd} > M_{Sd}$ : verificato)

**BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI - RELAZIONE DI CALCOLO**

- taglio resistente (solo cls.):  $V_{Rd} = 27.79 \text{ kN}$  ( $V_{Rd} > V_{Sd}$ : verificato)

Segue tabulato di verifica.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

BARRIERE FONOASSORBENTI SU PALI - PANNELLO IN CLS.

Combinazioni: **Momento massimo SLU**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni ys= 50.00 [mm]  
Sforzo normale agente di calcolo Nsd= 0.00 [kN]  
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ys) Msd(y=ys)= 5.56 [kNm]  
Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: yg= 50.00 mm ) Msd(y=yg)= 5.56 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave fck= 32.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata acc= 0.85  
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γc= 1.50  
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave fcd= 18.133 [N/mm<sup>2</sup>]  
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave fctd= 1.411 [N/mm<sup>2</sup>]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm <sup>2</sup> ]	σ sup [N/mm <sup>2</sup> ]	NRd(y=0) [kN]	MRd(y=0) [kNm]
1	700.0	100.0	700.0	0.0	100.0	15.5366	-2.9187	0.000	-18.133	-154.89	14.50
2	0.0	0.0	0.0	100.0	100.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	100.0	100.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	100.0	100.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	100.0	100.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	100.0	100.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	100.0	100.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	100.0	100.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	100.0	100.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	100.0	100.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		100.0		0.0	100.0					-154.89	14.50

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio Es= 210000.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
Resistenza caratteristica acciaio ordinario fyk= 450.00 [N/mm<sup>2</sup>]  
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γs= 1.15  
Deformazione massima di calcolo ε ud= 10.00 ‰  
Resistenza di calcolo acciaio ordinario fyd= 391.30 [N/mm<sup>2</sup>]

Armature	Numero	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm <sup>2</sup> ]	ε yd ‰	ε acc ‰	σ acc [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
strato	ferri								
1	7	6	30.0	197.92	1.8634	10.0000	391.30	77.45	-2.32
2	7	6	70.0	197.92	1.8634	2.6179	391.30	77.45	-5.42
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
totali			30.0	395.84	1.86335	10.0000		154.89	-7.74

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) ξ= 0.0029  
Altezza totale della sezione h= 100.0 [mm]  
Copriferro armatura tesa c= 30.0 [mm]  
Altezza utile (h-c) d= 70.0 [mm]  
Profondità dell'asse neutro x= 0.2 [mm]  
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) δ= 0.4286  
Braccio della coppia interna z= 43.63 [mm]

Deformazione massima nel calcestruzzo ε cls= -2.9187 ‰ in y= 100.0 [mm]  
Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso ε acc= 10.0000 ‰ in y= 30.0 [mm]  
Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso ε ap= 0.0000 ‰ in y= [mm]

Campo di deformazione specifica λ= 2  
Parametro di deformazione λ (ε= λ + μ y) λ= 1.554E-02  
Parametro di deformazione μ (ε= λ + μ y) μ= -1.846E-04 [mm<sup>-1</sup>]  
Sforzo normale resistente (rispetto alla base - y=0) Nrd(y=0)= 0.00 [kN]  
Momento resistente (rispetto alla base - y=0) Mrd(y=0)= 6.76 [kNm]

Sforzo normale resistente (rispetto a y=ys) Nrd= 0.00 [kN]  
Momento resistente (rispetto a y=ys) Mrd= 6.76 [kNm]  
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost) Mrd/Msd= 1.216

Controlli armatura ordinaria longitudinale massima e minima

Area minima armature tese As,min= 61.15 [mm<sup>2</sup>]  
Area massima armature totali As,max= 2800.00 [mm<sup>2</sup>]  
Area totale armature tese Ast= 395.84 [mm<sup>2</sup>] (VERIFICATO: Ast >= As,min E Ast <= As,max)  
Area totale armature compresse Asc= 0.00 [mm<sup>2</sup>] (VERIFICATO: Asc <= As,max)

## BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

### VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo	Nsd=	0.00 [kN]
Sforzo di taglio agente	Vd=	7.42 [kN]
Carichi appesi o indiretti	Cad=	0.00 [kN/m]
Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: $av \leq d$ ; EN 1992-1-1;6.2.1(8))	av=	9999999.00 [mm]
Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura ( $p > 0$ per h crescente con M):	p=	0.00
Componente di taglio dovuto all'inclinazione dei lembi della membratura	Vmd=	0.00 [kN]
Sforzo di taglio agente di calcolo: ( $Vsd = Vd + Vmd$ )	Vsd=	7.42 [kN]
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio	bw=	700.00 [mm]
Altezza utile sezione: $d = h - c$	d=	50.00 [mm]
Braccio della coppia interna	z=	43.63 [mm]
Area armature longitudinali tese	Asl=	395.84 [mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente: $k=1+(200/d)^{0.5}$ [ $\leq 2$ ]	k=	2.000
Coefficiente: $V_{min}=0.035 * (k^{1.5}) * (f_{ck}^{0.5})$	Vmin=	0.56000 [N/mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $\rho_l = Asl / (bw * d)$ [ $\leq 0.02$ ]	$\rho_l =$	0.01131
Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = Nsd / Ac$ [ $\leq 0.2 * f_{cd}$ ]	$\sigma_{cp} =$	0.000 [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>Vrd=</b>	<b>27.79 [kN]</b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (<math>\geq 1</math>; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>3.745</b>

## 12 BARRIERE FONOASSORBENTI DI BORDO H = 1.5 M CON FONDAZIONE SU PALI

Le verifiche sono riferite a un pannello di bordo di altezza di 1.50 m con sollecitazioni calcolate secondo le "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" CNR-DT 207/2008.

### 12.1 ANALISI DEI CARICHI

I carichi seguenti sono riferiti a una larghezza pari all'interasse dei pali  $l = 3.00$  m.

#### 12.1.1 CARICHI PERMANENTI

- Peso del palo:  $g_1 = (1.23 + 24 \times \pi \times 0.244^2 - 19 \times \pi \times 0.254^2) \times 5.0 = 9.33$  kN  
(dedotto il peso del terreno in cui il palo è infisso)
- Peso barriera:  $g_2 = 0.7 \times 1.50 \times 3.00 = 3.15$  kN
- Peso pannello in cls.:  $g_3 = 25 \times 0.10 \times 0.70 \times 3.00 = 5.25$  kN
- Spinta del terreno sul pannello in cls.:  $20 \times 0.271 \times 0.50^2 / 2 \times 3.00 = 2.03$  kN

#### 12.1.2 CARICHI VARIABILI

- Vento trasversale:  $q_1 = 2.391 \times 1.50 \times 3.00 = 10.76$  kN
- Spinta del sovraccarico sul pannello in cls.:  $q_2 = 20 \times 0.271 \times 0.50 \times 3.00 = 8.13$  kN

### 12.2 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Alla testa dei pali allo stato limite ultimo si ha:

- Sforzo verticale:

$$V_d = 1.3 \times (9.33 + 3.15 + 5.25) = 23.04 \text{ kN}$$

- Sforzo orizzontale:

$$H_d = 1.3 \times 2.03 + 1.3 \times 0.6 \times 8.13 + 1.5 \times 10.76 = 2.64 + 6.34 + 16.14 = 25.15 \text{ kN}$$

- Momento flettente:

$$M_d = 2.64 \times 0.50 / 3 + 6.34 \times 0.50 / 2 + 16.14 \times (1.5/2) = 14.12 \text{ kNm}$$

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

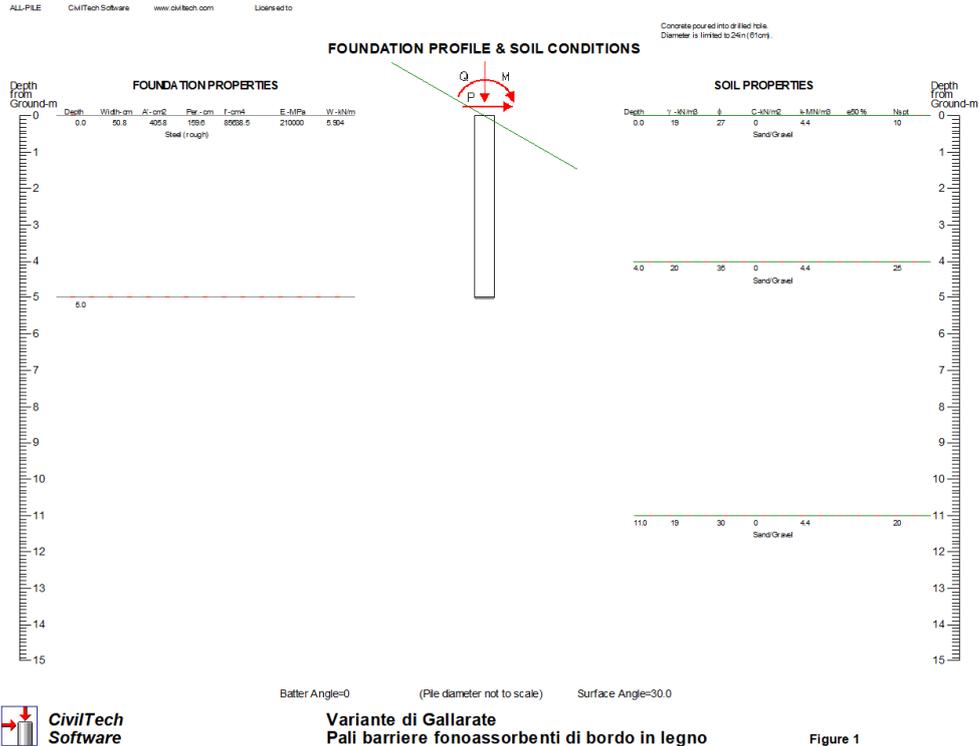


FIGURA 12.1: MODELLO DI CALCOLO

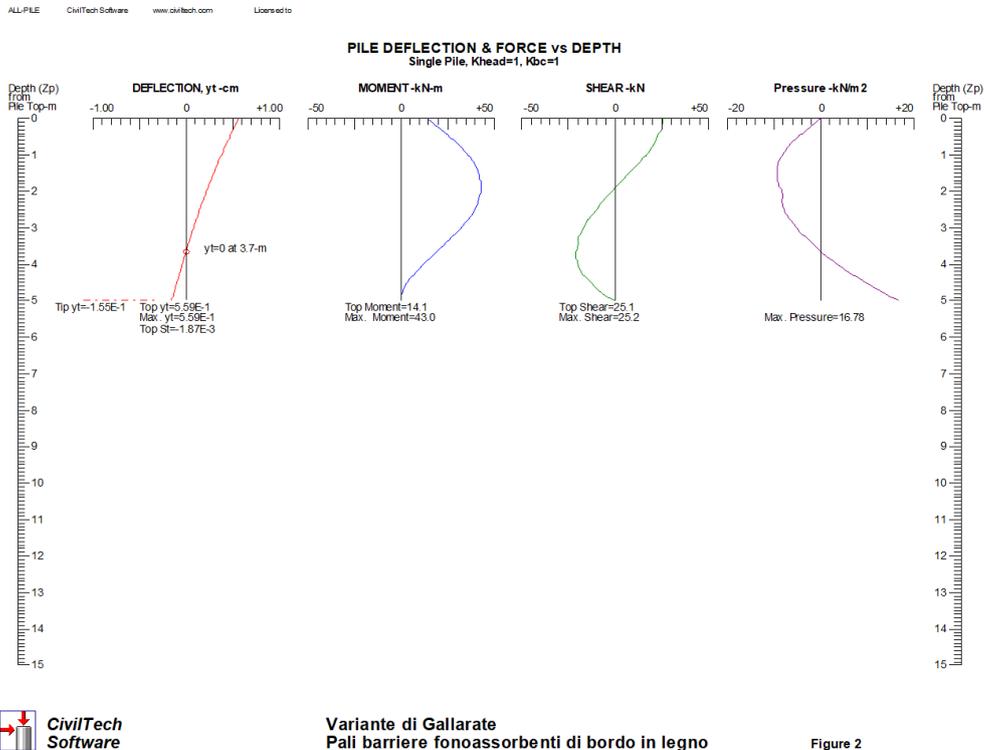
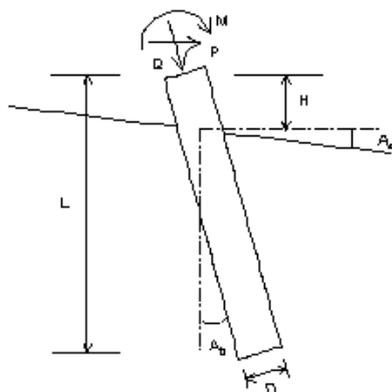


FIGURA 12.2: SOLLECITAZIONI SUL PALO

## VERTICAL ANALYSIS

Figure 3



**Loads:**

Load Factor for Vertical Loads = 1.0  
Load Factor for Lateral Loads = 1.0  
Loads Supported by Pile Cap = 0 %  
Shear Condition: Static

Vertical Load, Q = 23.0 -kN  
Shear Load, P = 25.1 -kN  
Moment, M = 14.1 -kN-m

**Profile:**

Pile Length, L = 5.0 -m  
Top Height, H = 0 -m  
Slope Angle, As = 30.0  
Batter Angle, Ab = 0

**\* Zero Friction \***

Zero Friction Start: 0 -m End: 5 -m

Drilled Pile (dia <= 24 in. or 61 cm)

Soil Data:							Pile Data:						
Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Ns pt	Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MPa	Weight -kN/m
0	19	27	0	4.4	30	10	0.0	50.8	405.8	159.6	85638.5	210000	5.904
4	20	35	0	4.4	40	25	5.0						
11	19	30	0	4.4	30	20							

**Vertical capacity:**

Weight above Ground = 0.00 Total Weight = 29.52-kN \*Soil Weight is not included  
Side Resistance (Down) = 0.000-kN Side Resistance (Up) = 0.000-kN  
Tip Resistance (Down) = 478.251-kN Tip Resistance (Up) = 0.000-kN  
Total Ultimate Capacity (Down) = 478.251-kN Total Ultimate Capacity (Up) = 29.520-kN  
Total Allowable Capacity (Down) = 207.935-kN Total Allowable Capacity (Up) = 29.520-kN  
OK! Qallow > Q

**Settlement Calculation:**

At Q = 23.04-kN Settlement = 0.11774-cm  
At Xallow = 2.00-cm Qallow = 307.81042-kN

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 99999.



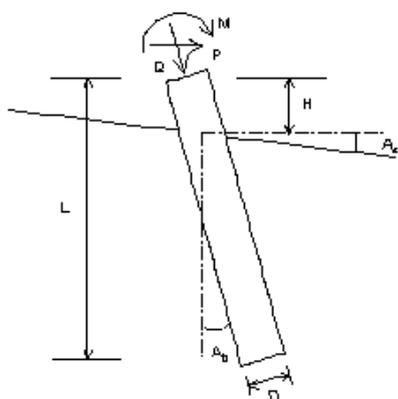
CivilTech  
Software

Variante di Gallarate  
Pali barriere fonoassorbenti di bordo in legno

FIGURA 12.3: VERIFICA SECONDO LE SOLLECITAZIONI VERTICALI

## LATERAL ANALYSIS

Figure 4



Drilled Pile (dia <=24 in. or 61 cm)

### Loads:

Load Factor for Vertical Loads = 1.0  
Load Factor for Lateral Loads = 1.0  
Loads Supported by Pile Cap = 0 %  
Shear Condition: Static

Vertical Load, Q = 23.0 -kN  
Shear Load, P = 25.1 -kN  
Moment, M = 14.1 -kN-m

### Profile:

Pile Length, L = 5.0 -m  
Top Height, H = 0 -m  
Slope Angle, As = 30.0  
Batter Angle, Ab = 0

\* Zero Friction \*

Zero Friction Start: 0 -m End: 5 -m

Soil Data:							Pile Data:						
Depth -m	Gamma -kN/m <sup>3</sup>	Phi	C -kN/m <sup>2</sup>	K -MN/m <sup>3</sup>	e50 or Dr %	Ns pt	Depth -m	Width -cm	Area -cm <sup>2</sup>	Per. -cm	I -cm <sup>4</sup>	E -MPa	Weight -kN/m
0	19	27	0	4.4	30	10	0.0	50.8	405.8	159.6	85638.5	210000	5.904
4	20	35	0	4.4	40	25	5.0						
11	19	30	0	4.4	30	20							

### Single Pile Lateral Analysis:

Top Deflection, yt = 0.55900 -cm

Max. Moment, M = 43.00 -kN-m

Top Deflection Slope, St = -0.00187

OK! Top Deflection, 0.5590 -cm is less than the Allowable Deflection = 2.00 -cm

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 99999.

The Max. Moment calculated by program is an internal force from the applied load conditions. Structural engineer has to check whether the pile has enough capacity to resist the moment with adequate factor of safety. If not, the pile may fail under the load conditions.



CivilTech  
Software

Variante di Gallarate  
Pali barriere fonoassorbenti di bordo in legno

FIGURA 12.4: VERIFICA SECONDO LE SOLLECITAZIONI TRASVERSALI

### 12.3 VERIFICA DEI PALI SOGGETTI A CARICO VERTICALE

La verifica viene svolta allo stato limite ultimo; in riferimento alle NTC 2018, si sceglie l'approccio 2, con le combinazioni A1/M1/R3 in cui si applicano i coefficienti parziali alle caratteristiche resistenti del palo:

- resistenza laterale in compressione:  $\gamma_s = 1.15$
- resistenza alla base:  $\gamma_b = 1.35$
- fattore di correlazione:  $\xi_4 = 1.70$

Si ottiene:

- Sforzo verticale di progetto:  $N_{sd} = 23.04 \text{ kN}$
- Resistenza di progetto:  $R_{sd} = 478.25 / (1.7 \times 1.35) = 208.38 \text{ kN}$  ( $R_{sd} > N_{sd}$ )
- Cedimento verticale:  $DZ = 0.117 \text{ cm}$  (ammissibile)

### 12.4 PALI SOGGETTI A CARICO ORIZZONTALE - VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO

I coefficienti parziali (A1/M1/R3) risultano:

- resistenza laterale terreno:  $\gamma_t = 1.30$
- fattore di correlazione:  $\xi_4 = 1.70$

La resistenza di progetto del terreno si ottiene dalla formula:

$$R_{sd} = \frac{\lambda_p \times \sigma_v + 2 \times c' \times \sqrt{\lambda_p}}{\gamma_t \times \xi_3} \quad \text{in cui:}$$

- $\lambda_p$ : coefficiente di spinta passiva
- $\sigma_v$ : pressione geostatica efficace
- $c'$ : coesione drenata

Le massime pressioni sul terreno risultano:

$$P_{d1} = -9.4 \text{ kN/m}^2 \text{ a } 1.70 \text{ m di profondità}$$

$$P_{d2} = 16.68 \text{ kN/m}^2 \text{ a } 5.00 \text{ m di profondità}$$

Le Resistenze del terreno risultano:

$$R_{sd1} = \frac{2.66 \times 1.70 \times 19}{1.30 \times 1.70} = 38.87 \text{ kN/m}^2 > P_{d1}$$

$$R_{sd2} = \frac{3.69 \times 5.0 \times 20}{1.30 \times 1.70} = 166.956 \text{ kN/m}^2 > P_{d2}$$

Il minimo coefficiente di sicurezza (resistenza / pressione) si ottiene a  $Z_p = 1.70 \text{ m}$  e vale:

$$R_{sd} / P_d = 38.87 / 9.4 = 4.13 (>1: \text{verificato})$$

## 12.5 VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO

Si verifica il palo in acciaio Ø 508 mm, sp. 10 mm trascurando lo riempimento in cls.  
Segue tabulato di verifica.

### VERIFICA DI RESISTENZA SEZIONE TUBOLARE

Fattore parziale di resistenza delle sezioni:	$\gamma_{M0} =$	<b>1.05</b>
Tensione caratteristica di snervamento acciaio:		
spessore $t \leq 40$ mm:	$f_{yk} =$	<b>355.00 N/mm<sup>2</sup></b>
spessore $40$ mm $< t \leq 80$ mm:	$f_{yk} =$	<b>335.00 N/mm<sup>2</sup></b>
Diametro esterno:	$d =$	<b>508 mm</b>
Spessore nominale:	$t =$	<b>10.0 mm</b>
Classificazione sezione:		Classe 3 (moderatamente snella)
Massa:	$P =$	122.81 kg/m
Area sezione metallica:	$A =$	15645 mm <sup>2</sup>
Area resistente a taglio:	$A_v =$	9960 mm <sup>2</sup>
Momento d'inerzia elastico:	$J =$	4.85E+08 mm <sup>4</sup>
Raggio d'inerzia:	$i =$	176.1 mm
Modulo di resistenza elastico:	$W_e =$	1910246 mm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico:	$W_p =$	2480296 mm <sup>3</sup>
Resistenza di calcolo a compressione:	$N_{c,Rd} =$	5289.54 kN
Resistenza di calcolo a flessione:	$M_{c,Rd} =$	645.85 kN.m
Resistenza di calcolo a taglio:	$V_{c,Rd} =$	1944.19 kN
Verifica di resistenza combinata assiale/flessione/taglio:		
Sforzo assiale di progetto:	$N_{Ed} =$	<b>23.04 kN</b>
Sforzo tagliante di progetto:	$V_{Ed} =$	<b>25.3 kN</b>
Momento flettente di progetto:	$M_{Ed} =$	<b>43.0 kN.m</b>
Tensione di snervamento ridotta per interazione tra flessione e taglio (se la sollecitazione di taglio supera il 50 % della resistenza):	$f_{y,red} =$	355.00 N/mm <sup>2</sup>
Verifica combinata assiale/flessione: $N_{Ed} / N_{c,Rd} + M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$ :	<b>0.071</b>	<b>(<math>\leq 1</math> : VERIFICATO)</b>