



AUTORITA' PORTUALE DELLA SPEZIA  
Via del Molo, 1  
19126 La Spezia SP

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

ing. Franco Pomo

A.T.I. IMPRESE

CAPOGRUPPO - MANDATARIA



40026 Imola (BO)  
Via Molino Rosso, 3  
www.cir-ambiente.it

Tel. +39 0542 6214 11  
Fax +39 0542 6214 28  
cirambiente@cirambiente.it

MANDANTE



19121 La Spezia  
Salita Vanicella  
www.carloagnese.com

Tel. +39 018 7770 030  
Fax +39 018 7770 042  
carloagnese@carloagnese.com

*Dott. Ing. TOMMASO TASSI*  
p. 2671  
Ordine degli Ingegneri  
della Provincia di Venezia

A.T.I. PROGETTISTI



30035 Mirano (VE)  
Viale Belvedere, 8/10  
www.fm-ingegneria.com

Tel. +39 041 5785 711  
Fax +39 041 4355 933  
barrierespezia@fm-ingegneria.com



31027 Spresiano (TV)  
Via Tiepolo, 8  
www.gtgeo.it

Tel. +39 0422 8870 31  
Fax +39 0422 8895 89  
info@gtgeo.it

PROGETTO

**RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE ARCHITETTONICA  
DELL'INTERFACCIA PORTO CITTA' DELLA SPEZIA**

**INTERVENTO DI PROTEZIONE ANTIFONICA E RELATIVO  
INSERIMENTO AMBIENTALE E PAESAGGISTICO LUNGO  
VIALE SAN BARTOLOMEO**

EMISSIONE

**PROGETTO ESECUTIVO**

TITOLO

**AMBITO 1B**

Relazione di calcolo delle strutture

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
1					
2					
3					
4					
5					

ELABORATO N.

**PE-1B-001**

DATA: 30/06/2017	SCALA:	FILE: - 1166_PE-1B-001_0.doc	J.N. 1166
PROGETTO L. Masiero	DISEGNO A. Pagine	VERIFICA L. Masiero	APPROVAZIONE T. Tassi

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
<b>1.1</b>	<b>OGGETTO</b> .....	<b>3</b>
<b>1.2</b>	<b>GENERALITA'</b> .....	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE OPERE</b> .....	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>6</b>
<b>3.1</b>	<b>LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI</b> .....	<b>6</b>
<b>3.2</b>	<b>NORME NAZIONALI</b> .....	<b>6</b>
<b>3.3</b>	<b>NORME EUROPEE</b> .....	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>VITA NOMINALE E CLASSE D'USO</b> .....	<b>7</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>8</b>
<b>5.1</b>	<b>CALCESTRUZZO PER NUOVE OPERE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE</b> .....	<b>8</b>
<b>5.2</b>	<b>ACCIAIO</b> .....	<b>8</b>
5.2.1	ACCIAIO PER ARMATURA .....	8
5.2.2	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA .....	9
5.2.3	BULLONI.....	9
5.2.4	TIRAFONDI .....	9
5.2.5	SALDATURE .....	9
<b>6</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI IN SITO</b> .....	<b>10</b>
<b>6.1</b>	<b>CAMPAGNA DI INDAGINE E LIVELLO DI CONOSCENZA</b> .....	<b>10</b>
<b>6.2</b>	<b>DEFINIZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI</b> .....	<b>11</b>
<b>7</b>	<b>CONDIZIONI DI CARICO</b> .....	<b>12</b>
<b>7.1</b>	<b>PESO PROPRIO</b> .....	<b>12</b>
<b>7.2</b>	<b>CARICHI ACCIDENTALI</b> .....	<b>12</b>
<b>7.3</b>	<b>VENTO</b> .....	<b>13</b>
<b>7.4</b>	<b>SISMA</b> .....	<b>15</b>
<b>8</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	<b>18</b>
<b>8.1</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO</b> .....	<b>18</b>
<b>8.2</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO</b> .....	<b>18</b>
<b>8.3</b>	<b>CASI DI CARICO</b> .....	<b>19</b>
<b>9</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI</b> .....	<b>20</b>
<b>9.1</b>	<b>VERIFICHE A FLESSIONE ALLO SLU</b> .....	<b>20</b>
<b>9.2</b>	<b>VERIFICHE A TAGLIO ALLO SLU</b> .....	<b>20</b>
<b>10</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE</b> .....	<b>22</b>
<b>10.1</b>	<b>OPERE DI FONDAZIONE SUPERFICIALI</b> .....	<b>22</b>
10.1.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	22
10.1.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) .....	23
<b>11</b>	<b>PROGETTAZIONE DELLE OPERE GEOTECNICHE IN ZONA SISMICA</b> .....	<b>24</b>
<b>11.1</b>	<b>RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO</b> .....	<b>24</b>
11.1.1	RISPOSTA SISMICA LOCALE .....	24
11.1.2	AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA .....	24
11.1.3	AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA .....	24
<b>11.2</b>	<b>FONDAZIONI</b> .....	<b>24</b>
<b>11.3</b>	<b>VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)</b> .....	<b>26</b>
11.3.1	FONDAZIONI SUPERFICIALI .....	26
<b>12</b>	<b>CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI</b> .....	<b>28</b>
<b>13</b>	<b>DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE STRUTTURALI</b> .....	<b>29</b>
<b>13.1</b>	<b>VERIFICHE DI RESISTENZA DEI MONTANTI IN ACCIAIO</b> .....	<b>29</b>
<b>13.2</b>	<b>VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ DEI MONTANTI IN ACCIAIO</b> .....	<b>30</b>
<b>13.3</b>	<b>VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE DELLA BARRIERA H.2.90M</b> .....	<b>31</b>
<b>13.4</b>	<b>VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE DELLA BARRIERA H.2.40M</b> .....	<b>35</b>

13.4.1	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE "GENERALE" .....	35
13.4.2	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE DEL MONTANTE M02 .....	38
<b>13.5</b>	<b>VERIFICA DEL NUOVO CORDOLO IN CALCESTRUZZO.....</b>	<b>42</b>
<b>14</b>	<b>CARICHI AGENTI IN FONDAZIONE .....</b>	<b>45</b>
<b>14.1</b>	<b>CARICHI AGENTI.....</b>	<b>45</b>
14.1.1	TRATTO H. 2.40M .....	45
14.1.2	TRATTO H. 2.90M .....	45
<b>15</b>	<b>VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DELLA TRAVE DI FONDAZIONE.....</b>	<b>46</b>
15.1.1	TRAVE DI FONDAZIONE ESISTENTE – TRATTO MONTANTI H. 2.40M (VENTO).....	48
15.1.2	TRAVE DI FONDAZIONE ESISTENTE – TRATTO MONTANTI H. 2.40M (SPAZZANEVE).....	50
15.1.3	TRAVE DI FONDAZIONE ESISTENTE – TRATTO MONTANTI H. 2.90M.....	52

## 1 PREMESSA

### 1.1 OGGETTO

La presente relazione di calcolo riguarda il progetto strutturale esecutivo della barriera di protezione antifonica installata lungo viale San Bartolomeo lungo il sub-ambito 1B, di seguito riportato.

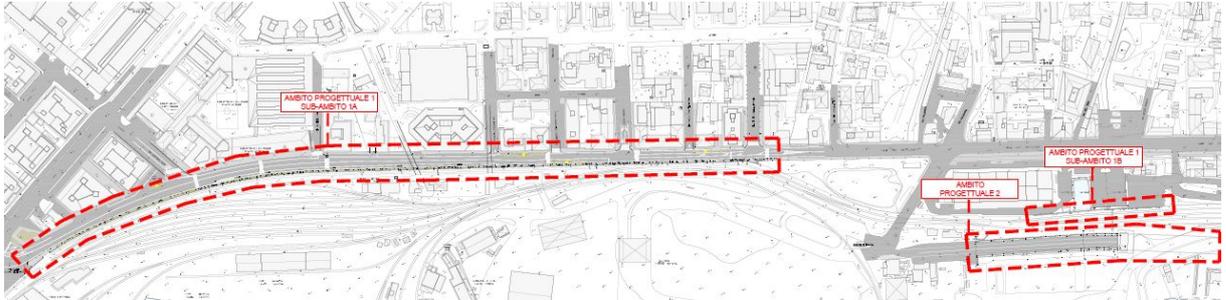


Figura 1 - Individuazione degli ambiti di progetto



Figura 2 - Individuazione dell'ambito 1B

## **1.2 GENERALITA'**

La relazione, redatta in conformità a quanto indicato al Capitolo 10 del D.M. 14.01.2008, si compone di una prima parte descrittiva e di una seconda dedicata al calcolo delle sollecitazioni ed alle verifiche di sicurezza.

La prima parte, descrittiva, comprende:

- la descrizione generale illustrativa dell'opera, del suo uso, della sua funzione nonché dei criteri normativi di sicurezza specifici della tipologia della costruzione con i quali la struttura progettata deve risultare compatibile. Essa contiene una descrizione dell'opera, con la definizione delle caratteristiche della costruzione quali la localizzazione geografica, la destinazione d'uso, la tipologia strutturale e le dimensioni principali complessive e dei principali elementi strutturali;
- le normative prese a riferimento;
- la descrizione del modello strutturale, correlato con quello geotecnico, ed i criteri generali di analisi e verifica;
- la valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura in relazione agli stati limite che si possono verificare al fine di garantire il livello di sicurezza previsto in relazione alla vita nominale, alla classe d'uso, al periodo di riferimento, alle azioni ordinarie e quelle eccezionali ed alle loro combinazioni.

La seconda parte, invece, riporta:

- la descrizione dell'origine e delle caratteristiche del software di calcolo impiegato, nonché la descrizione del modello matematico impiegato;
- il tipo di analisi effettuate e le relative combinazioni dei carichi;
- i risultati ottenuti per le parti più sollecitate della struttura, descritti mediante immagini tratte direttamente dal software di calcolo che rappresentano graficamente le principali caratteristiche delle sollecitazioni e delle reazioni vincolari, i diagrammi di sviluppo associati alle combinazioni di carico impiegate e le configurazioni deformate;
- le verifiche di sicurezza e di esercizio secondo i criteri richiesti dalle normative prese a riferimento.



### **3                   NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

#### **3.1               LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI**

- D.M. 14.01.2008 – *"Norme tecniche per le costruzioni"*.
- Circ. Min. LL. PP. n. 617 02.02.2009 – *"Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni"* di cui al D.M. 14.01.2008.

#### **3.2               NORME NAZIONALI**

- UNI EN 206-1:2006 – *"Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità"*.
- UNI 11104:2014 – *"Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1"*.
- UNI 11104:2016 – *"Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206"*.

#### **3.3               NORME EUROPEE**

- UNI EN 1991-1-4:2005 – *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento"*.
- UNI EN 1992-1-1:2005 – *"Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici"*.
- UNI EN 1993-1-1:2005 – *"Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici"*.
- UNI EN 1997-1:2005 – *"Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali"*.
- UNI EN 1998-5:2005 – *"Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"*.
- UNI EN 1794-1:2011 – *"Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale – Prestazioni non acustiche – Parte 1: Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità"*.

## 4 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

Il D.M.14.01.2008 - § 2.4 prescrive la determinazione di vita nominale e classe d'uso.

La vita nominale  $V_N$  dell'opera corrisponde al numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata.

Nelle previsioni progettuali dunque, se le condizioni ambientali e d'uso sono rimaste nei limiti previsti, non prima della fine di detto periodo saranno necessari interventi di manutenzione straordinaria per ripristinare le capacità di durata della costruzione.

Con riferimento alla Tabella 2.4.1 del D.M. 14.01.2008 ed alle prescrizioni per gli edifici pubblici contenute nella circolare "Prima direttiva per l'applicazione del decreto del ministro delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008 in materia di nuove norme tecniche per le costruzioni" si assume, per la costruzione in oggetto, una vita nominale corrispondente a:

**Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere**

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

**$V_N = 50$  anni**

In riferimento alle conseguenze di un eventuale collasso o di una perdita di operatività dell'opera (D.M. 14.01.2008 - §2.4.2/3), le strutture si classificano in:

### Classe II

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tale classe si riferisce a:

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

**$C_u = 1$**

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 5.1 CALCESTRUZZO PER NUOVE OPERE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE

Classificazione secondo D.M. 14.01.2008, UNI-EN 206-1:2014 e UNI 11104:2016:

- Classe di resistenza del calcestruzzo C 32/40
- Classe di abbassamento al cono (slump) S4
- Dimensione massima dell'inerte  $D_{max} = 10 \text{ mm}$
- Classe di esposizione XS1
- Minimo contenuto di cemento  $340 \text{ kg/m}^3$
- Massimo rapporto a/c 0.50
- Resistenza cubica caratteristica a 28 gg  $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
- Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg  $f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$
- Resistenza di progetto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 32}{1.5} = 18.13 \text{ MPa}$$

- Resistenza di progetto a trazione semplice

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0.7 f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot 0.30 \cdot 32^{2/3}}{1.5} = 1.41 \text{ MPa}$$

- Modulo elastico medio

$$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3} = 22000 [(f_{ck} + 8) / 10]^{0.3} = 33346 \text{ MPa}$$

Il copriferro minimo viene determinato in relazione alla classe di esposizione e alla tipologia di elemento. Si ricava:

#### COPRIFERRO - Rif. C4.1.6.1.3 DM 14/01/2008

Classe di esposizione:	XS1	
Tipo di ambiente:	Aggressivo	
Classe C.A.:	C32/40	
Tipo di barre:	Barre da c.a.	
Tipo di elemento:	Altri elementi	
Vita nominale $V_N$ :	50	anni
Copriferro minimo:	35	mm
Tolleranza di posa:	10	mm
Incremento per vita nominale di 100 anni:	0	mm
Incremento per classe C.A. $C < C_{min}$ :	0	mm
<b>Copriferro minimo di progetto:</b>	<b>45</b>	<b>mm</b>

### 5.2 ACCIAIO

#### 5.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA

Barre ad aderenza migliorata in acciaio laminato a caldo tipo B450C secondo D.M. 14.01.2008, UNI EN 1992-1-1:2015, UNI EN ISO 9001:2008, accertato secondo UNI EN ISO 15630-1:2010:

- Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

- |                                                |                                       |
|------------------------------------------------|---------------------------------------|
| - Tensione caratteristica di snervamento       | $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$         |
| - Allungamento caratteristico a carico massimo | $(A_{gtk})_k \geq 7.5 \%$             |
| - Valore minimo di $k=(f_0/f_y)_k$             | $1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$     |
| - Tensione di snervamento nominale             | $(f_y/f_{y \text{ nom}})_k \leq 1.25$ |
| - Modulo di elasticità medio                   | $E_{sm} = 210 \text{ GPa}$            |

#### 5.2.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA

Acciaio da carpenteria metallica di tipo S355 JR secondo D.M.14.01.2008 e UNI EN 10025-:2009, accertato secondo le UNI EN ISO 377:1999, UNI 552:1986, EN 10002:2004 e UNI EN 10045-1:1992.

- |                                          |                                             |
|------------------------------------------|---------------------------------------------|
| - Tensione caratteristica di rottura     | $f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$               |
| - Tensione caratteristica di snervamento | $f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$               |
| - Modulo elastico                        | $E_{sm} = 210 \text{ GPa}$                  |
| - Resilienza                             | $KV \geq 27 \text{ J a } +20^\circ\text{C}$ |
| - Allungamento perc.: - per lamiere      | $\epsilon_t \geq 21\%$                      |
| - per barre, profilati larghi piatti     | $\epsilon_t \geq 22\%$                      |

#### 5.2.3 BULLONI

Bulloni ad alta resistenza classe 8.8 secondo D.M. 14.01.2008, UNI EN ISO 898-1:2013, UNI EN ISO 4016:2011 e UNI EN 15048-1:2007:

- |                                           |                               |
|-------------------------------------------|-------------------------------|
| - Resistenza caratteristica a rottura     | $f_{tb} \geq 800 \text{ MPa}$ |
| - Resistenza caratteristica a snervamento | $f_{yb} \geq 640 \text{ MPa}$ |

Dadi e rondelle secondo UNI EN 15048-1:2007:

- |            |        |
|------------|--------|
| - Dadi     | cl.8   |
| - Rondelle | cl.4.8 |

#### 5.2.4 TIRAFONDI

Tirafondi ad alta resistenza classe 8.8 secondo D.M. 14.01.2008, UNI EN ISO 898-1:2013, UNI EN ISO 4016:2011 e UNI EN 15048-1:2007:

- |                                           |                               |
|-------------------------------------------|-------------------------------|
| - Resistenza caratteristica a rottura     | $f_{tb} \geq 800 \text{ MPa}$ |
| - Resistenza caratteristica a snervamento | $f_{yb} \geq 640 \text{ MPa}$ |

#### 5.2.5 SALDATURE

Le saldature sono eseguite ad arco a cordone d'angolo ed a completo ripristino secondo UNI EN ISO 4063:2011 ed UNI EN 1011-1:2009.

## 6 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI IN SITO

### 6.1 CAMPAGNA DI INDAGINE E LIVELLO DI CONOSCENZA

Per operare su una struttura esistente, la normativa vigente esige la conoscenza strutturale dell'opera oggetto di intervento, conseguibile secondo diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali. Tali operazioni interessano tutta o parte della costruzione a seconda dell'ampiezza e della rilevanza dell'intervento previsto.

La valutazione della sicurezza dell'esistente è affetta normalmente da un grado di incertezza, che nel caso degli edifici esistenti deriva dal fatto che le caratteristiche meccaniche sono stabilite a priori e non possono essere considerate dati progettuali. Perciò si rende necessaria la fase delle indagini sperimentali condotte dal laboratorio *P&P Consulting Engineers - P&P LMC* per definire le proprietà meccaniche dei materiali e per caratterizzare gli elementi che compongono il sistema, in modo da eseguire una corretta verifica globale nei confronti dei meccanismi di collasso. Quanto specificato viene eseguito nel rispetto del capitolo C8.5.3 e dell'Appendice C8A.1 - "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni":

Da ultimo, per poter effettuare le verifiche di sicurezza è necessario raggiungere un determinato "livello di conoscenza". In funzione del tipo e del numero di analisi, la normativa vigente prevede tre livelli di conoscenza (LC1 limitata, LC2 adeguata e LC3 accurata), cui corrisponde un fattore di confidenza (FC) da intendersi come coefficiente di sicurezza che riduce le resistenze medie dei materiali rilevate con le prove di laboratorio ed in sito.

Sono state attuate le seguenti analisi e rilievi:

- Rilievo visivo (sopralluogo);
- Rilievo geometrico (ottenuto dagli elaborati del Progetto Definitivo e validato da rilievi in sito);
- Caratterizzazione meccanica degli elementi, i cui risultati sono riportati nel paragrafo seguente (ricavati mediante relazioni specialistiche).

Le informazioni ricavate e di seguito riportate sono sufficienti per eseguire una verifica considerando il livello di conoscenza massimo LC3 con relativo fattore di confidenza  $FC=1.00$  nel rispetto di quanto indicato nel paragrafo C8A della *Circolare Applicativa 2-2009 n.617* relativa al D.M. 14.01.2008.

Il livello di conoscenza raggiunto corrisponde a LC3, per il quale si riportano le tabelle estratte dalla circolare applicativa:

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo	Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3	completo	Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

## 6.2 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI

La caratterizzazione meccanica dei materiali fa seguito a campagne di indagine sulle strutture esistenti del sub-ambito 1B realizzate da due laboratori:

- Indagini qualitative (pacometro, ultrasuoni e Sonreb) eseguite dal laboratorio 4 *EMME Service SpA* in data 13 Aprile 2016 e riportate nella relazione "Indagini sulla qualità dei materiali: muro di recinzione in cls porto della Spezia";
- Campagna d'indagine con prove distruttive e non distruttive eseguita da *P&P Consulting Engineers - P&P LMC* in data Maggio 2017 e riportate nella relazione "Rapporto tecnico di prova - Indagini diagnostiche su muro in c.a. sito in via San Bartolomeo in comune di La Spezia".

Di seguito si riporta la sintesi delle prove di compressione su carote di calcestruzzo e delle prove Sonreb e la relativa elaborazione.

<b>AMBITO 1B</b>						
<b>SONREB</b>						
Sigla indagine	Sclerometro	Velocità	Norme RILEM	SONREB		Media Sonreb R <sub>cub</sub> [MPa]
	Media indice di rimbalzo	sonica [m/s]		Gasparik	Di Leo-Pascale	
S1B_1	53.0	4020	56.5	52.8	52.4	53.9
S1B_2	51.0	3690	51.5	48.9	48.5	49.6
S1B_3	49.0	4290	59.9	54	56.5	56.8
R <sub>cm,sonreb</sub> [MPa]						53.4
f <sub>cm,sonreb</sub> [MPa]						44.3
<b>CAROTAGGI</b>						
Sigla provino	Lunghezza carota [cm]	Dimensioni [mm]		Massa volumica [kg/m <sup>3</sup> ]	Resistenza a compressione or [MPa]	Profondità di carbonatazione [cm]
		Φ	h			
L1B_1	16	74	74	2340	59.9	0.5
L1B_2	14.5	74	74	2340	56.8	0.2
L1B_3	14	74	74	2450	71.7	0.2
L1B_4	18	74	74	2410	67.0	0.0
f <sub>cm,carote</sub> [MPa]					63.9	

<b>PARAMETRI DI PROGETTO AMBITO 1B</b>	f <sub>cm</sub>	59.9	MPa	resistenza a compressione media
	f <sub>ck</sub>	51.9	MPa	resistenza a compressione caratteristica
	f <sub>cd</sub>	34.6	MPa	resistenza a compressione di progetto
	f <sub>ctm</sub>	4.1	MPa	resistenza a trazione media

In base ai suddetti risultati si assumono i seguenti valori caratteristici:

$$\text{Resistenza a compressione: } f_{ck} = \frac{f_{cm} - 8}{FC} = \frac{59.9 - 8}{1} = 51.9 \text{ MPa}$$

$$\text{Resistenza a trazione: } f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot 51.9^{2/3} = 2.9 \text{ MPa}$$

## 7 CONDIZIONI DI CARICO

### 7.1 PESO PROPRIO

I pesi propri sono determinati sulla base del peso specifico del materiale, secondo quanto riportato di seguito:

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{cls,armato}} &= 25.00 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{\text{acciaio}} &= 78.00 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{\text{terreno}} &= 20.00 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Per i pannelli costituenti la barriera si fa riferimento ai seguenti pesi al m<sup>2</sup>:

Vetro (10mm+1.52 PVB+10mm)	0.50 kN/m <sup>2</sup>
Pannelli fonoassorbenti	0.20 kN/m <sup>2</sup>

I montanti della barriera sono costituiti da profili HEA160 in acciaio con un peso di 0.304 kN/m.

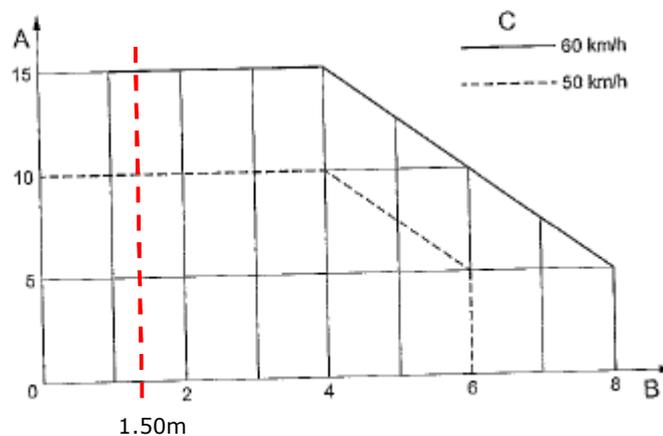
### 7.2 CARICHI ACCIDENTALI

Secondo quanto riportato nella UNI EN 1794-1:2011 – Appendice E, per aree in cui è prevista manutenzione invernale è necessario dimensionare la barriera al carico dinamico causato dalla rimozione della neve. Il carico viene determinato a partire dal seguente grafico:

figura E.2 La magnitudo del carico dinamico causato dalla rimozione della neve

Legenda

- A Carico dinamico su 2 m × 2 m, in F (kN)
- B Distanza *d* dal bordo della superficie spazzata, in metri
- C Velocità di spazzamento



Considerando una distanza di 1.50m dal bordo della superficie spazzata per una velocità del mezzo di 60 km/h, viene assunto un carico pari a 15kN. Tale forza risultante è localizzata ad 1.50m di altezza al disopra del livello stradale e non agisce simultaneamente al carico del vento.

### 7.3 VENTO

L'applicazione del carico dovuto al vento segue le indicazioni della UNI EN 1794-1:2011 – Appendice A, la quale individua 4 zone cui competono diversi fattori di forma che tengono conto degli effetti turbolenti del vento (di seguito chiamati "effetti di bordo"). Si riportano quindi le indicazioni geometriche delle zone ed i rispettivi coefficienti di forma del vento:

figura A.1 Dimensioni delle zone di un dispositivo di riduzione del rumore di altezza costante

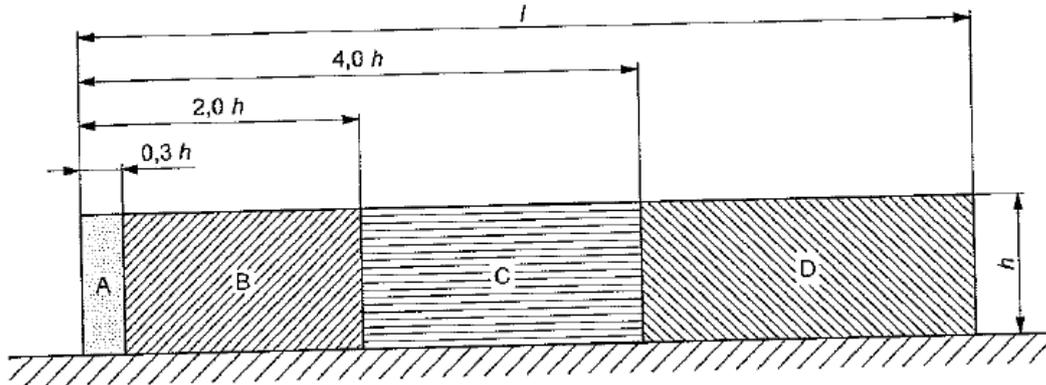
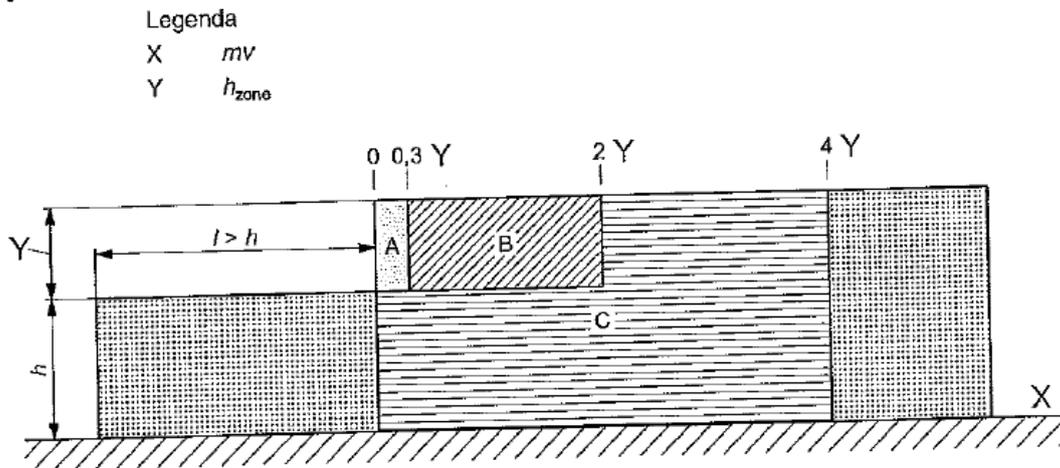


figura A.2 Dimensioni delle zone di un dispositivo di riduzione del rumore con differenze di altezza in lunghezza



prospetto A.1 Fattore di forma  $C_{index}$  e aggiunte per barriere non verticali

Zona della barriera	$C_{index}$ per barriere verticali	Aggiunte a $C_{index}$ per barriere non verticali	
	Per $\alpha < 5^\circ$	Per $5^\circ < \alpha < 10^\circ$	Per $\alpha = 20^\circ$
A	3,4	0,1	0,2
B	2,8		
C	1,7		
D	1,2		

La velocità di riferimento del vento è riportata nel D.M. 14.01.2008 – Tabella 3.3.I:

**Tabella 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$**

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \cdot c_t$$

Dove  $q_b$  è la pressione cinetica di riferimento,  $c_e$  il coefficiente di esposizione,  $c_p$  il coefficiente di forma,  $c_d$  il coefficiente dinamico (unitario) e  $c_t$  il coefficiente di topografia (unitario).

Per quanto riguarda la pressione cinetica di riferimento, si ricava:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 28^2 = 0.49 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Considerando la zona 7 (Liguria) e la classe di rugosità B per aree suburbane, si ottiene il seguente coefficiente di esposizione, assunto costante per tutta l'altezza della barriera dato che l'altezza totale dell'opera non supera gli 8.00m:

$$c_e = k_r^2 c_t \cdot \ln(z / z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z / z_0)] = 1.63$$

Quindi la pressione del vento vale:

$$p = c_p \cdot 0.49 \cdot 1.63 \cdot 1 \cdot 1 = c_p \cdot 0.80 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Pertanto si ottiene:

VENTO				
$q_{w,k}$ [kN/mq]	0.80			
$c_t$	1.00			
$c_d$	1.00			
$c_e$	1.63	costante fino a $H_{tot}=8\text{m}$ (area suburbana)		
$q_{ref}$ [kN/mq]	0.49			
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
$c_p$	3.4	2.8	1.7	1.2
$q_{vento}$ [kN/mq]	2.72	2.24	1.36	0.96
AMBITO 1B				
Linfluenza [m]	1.29	7.31	8.6	
Ltot [m]	1.29	8.60	17.20	

Sebbene la struttura sia posizionata a fianco del tracciato ferroviario, la velocità di transito dei convogli è estremamente bassa e pertanto non determina un'azione significativa sulla barriera.

#### **7.4 SISMA**

Le azioni sismiche di progetto sono valutate rispetto ai vari stati limite a partire dalla pericolosità sismica del sito di costruzione. I vari stati limite sono così definiti nel D.M. 14.01.2008:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

La definizione della pericolosità del sito di progetto è stata condotta con riferimento alle seguenti coordinate geografiche relative alla zona portuale di La Spezia:

*Latitudine:           44°06'40"*  
*Longitudine:        9°50'30"*

Il terreno è classificato in categoria D secondo D.M. 14.01.2008.

I parametri sismici per i periodi  $T_R$  associati a ciascun Stato Limite, utilizzati per ottenere gli spettri di risposta delle azioni, risultano pari a:

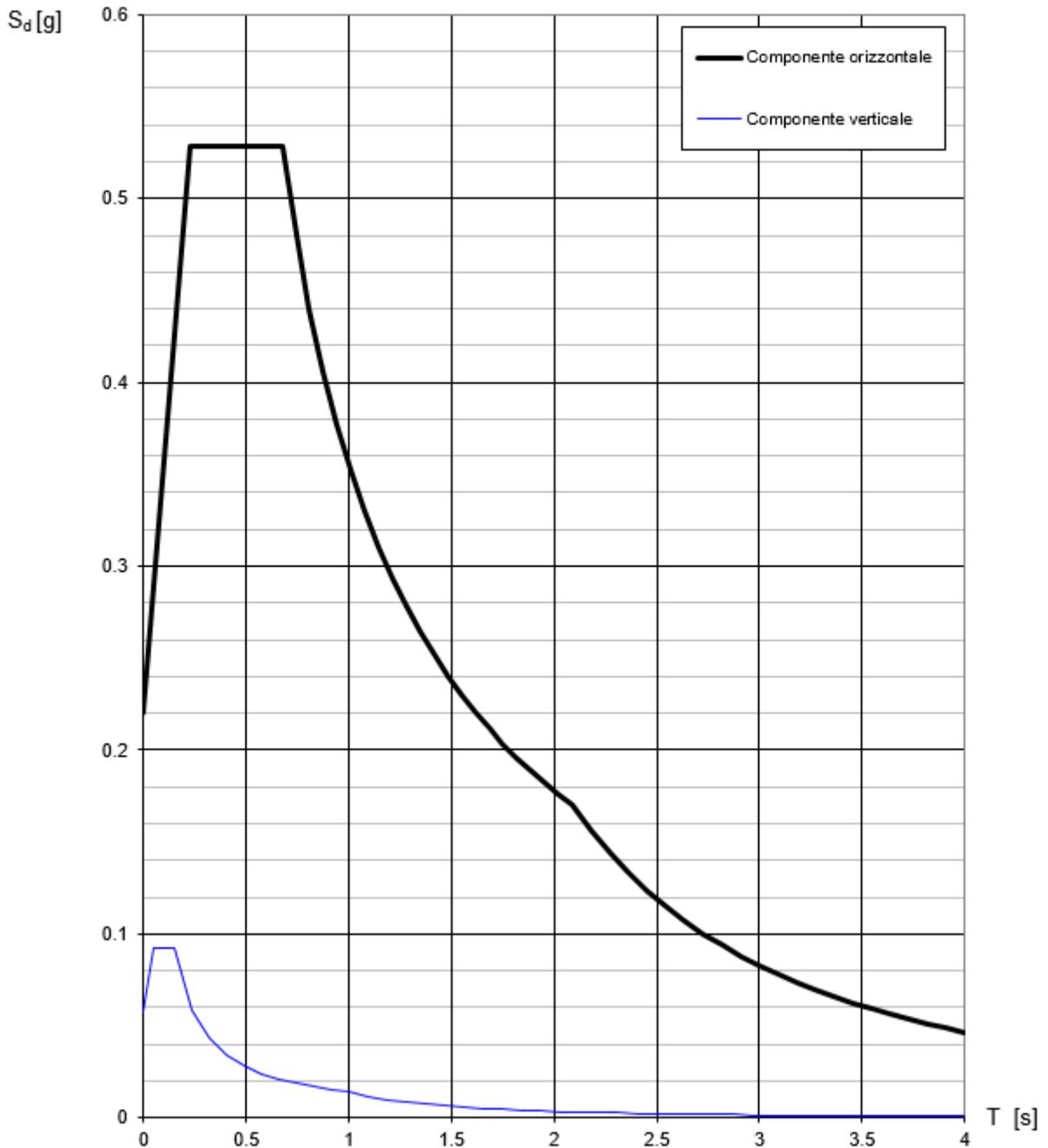
Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	30	0,040	2,533	0,223
Danno (SLD)	50	0,050	2,519	0,244
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,122	2,403	0,291
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,157	2,379	0,298
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

dove:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito in condizioni di campo libero su sito rigido di categoria A secondo §3.2.2 di cui D.M. 14.01.2008;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.



**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



La forza statica equivalente applicata ad un montante è infatti pari a:

$$F_{eq,sisma} = \frac{M_{tot} \cdot S_d}{g} = \frac{[0.304 \cdot 2.9 + 4 \cdot (0.20 \cdot 2 + 0.50 \cdot 0.9)] \cdot 0.53g}{g} = 2.27kN$$

Poiché la forza prodotta dal vento sullo stesso montante è pari a:

$$F_{vento} = p \cdot h \cdot i_{max} = 0.96 \cdot 2.90 \cdot 4.00 = 11.14kN$$

Si deduce che l'azione sismica non è dimensionante rispetto al vento.

## **8 COMBINAZIONI DI CARICO**

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite.

Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU), Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), Stato Limite di Esercizio (SLE) e Stato Limite di Danno (SLD).

### **8.1 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[ Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le azioni statiche}$$

$$F_d = E + G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \quad \text{per le azioni sismiche}$$

con il seguente significato dei simboli:

$G_k$	valore caratteristico delle azioni permanenti
$P_k$	valore caratteristico della forza di precompressione
$Q_{ik}$	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
$E$	azione sismica
$\gamma_g = 1,3$	(1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\gamma_q = 1,5$	(0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\psi_{0i} = 0,6$	per carico vento
$\psi_{0i} = 0,5$	per carico neve
$\psi_{1i} = 0,2$	per carico vento e neve
$\psi_{2i} = 0$	per vento e neve

### **8.2 COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = G_k + P_k + \left[ Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le combinazioni caratteristiche}$$

$$F_d = G_k + P_k + \left[ \psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le combinazioni frequenti}$$

$$F_d = G_k + P_k + \left[ \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le combinazioni quasi permanenti}$$

con il seguente significato dei simboli:

$G_k$	valore caratteristico delle azioni permanenti
$P_k$	valore caratteristico della forza di precompressione
$Q_{ik}$	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
$\psi_{0i} = 0,6$	per carico vento
$\psi_{0i} = 0,5$	per carico neve
$\psi_{1i} = 0,2$	per carico vento e neve
$\psi_{2i} = 0$	per vento e neve

### 8.3 CASI DI CARICO

Di seguito si riportano delle immagini estratte dal modello di calcolo in cui vengono messi in evidenza i carichi esterni applicati alla struttura.

#### Sovraccarico Permanente



**Figura 5 - Sovraccarico permanente barriera h. 2.90m  
(0.20 kN/m<sup>2</sup> pannello cieco e 0.50 kN/m<sup>2</sup> pannello vetrato)**



**Figura 6 - Sovraccarico permanente barriera h. 2.40m  
(0.20 kN/m<sup>2</sup> pannello cieco e 0.50 kN/m<sup>2</sup> pannello vetrato)**

#### Spazzaneve

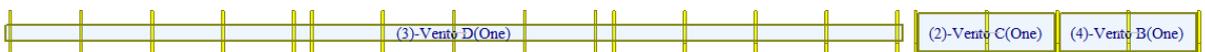


**Figura 7 - Carico dinamico rimozione neve barriera h. 2.90m  
(carico concentrato 15 kN applicato ad 1.50m dal piano di stradale)**

#### Vento



**Figura 8 - Vento barriera h. 2.90m  
(0.96 kN/m<sup>2</sup> senza effetti di bordo)**



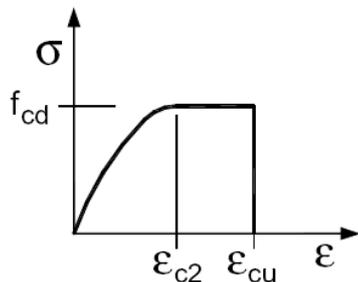
**Figura 9 - Vento barriera h. 2.40m  
(0.96 kN/m<sup>2</sup> con effetti di bordo)**

## 9 VERIFICHE STRUTTURALI

### 9.1 VERIFICHE A FLESSIONE ALLO SLU

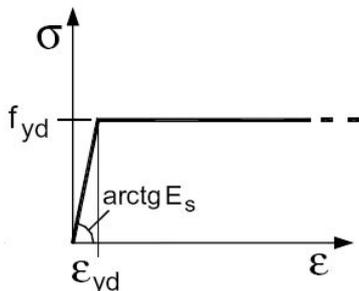
Per le verifiche a flessione valgono le seguenti ipotesi:

1. conservazione delle sezioni piane;
2. perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
3. resistenza a trazione nulla del calcestruzzo;
4. rottura del calcestruzzo per raggiungimento della sua capacità ultima di deformazione a compressione;
5. rottura dell'acciaio per raggiungimento della sua capacità ultima di deformazione a trazione;
6. legge costitutiva del calcestruzzo tipo parabola-rettangolo:



$$\begin{aligned}\varepsilon_{c2} &= 0,20\% \\ \varepsilon_{cu} &= 0,35\%\end{aligned}$$

7. legge costitutiva dell'acciaio tipo lineare



$$\begin{aligned}E_s &= 210000 \text{ MPa} \\ \varepsilon_{cu} &= 1,00\%\end{aligned}$$

### 9.2 VERIFICHE A TAGLIO ALLO SLU

Le sezioni di calcestruzzo non armate a taglio hanno una resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo stesso e dai meccanismi secondari. Secondo normativa tale resistenza è valutabile con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso il taglio sollecitante  $V_{Ed}$  sia maggiore del taglio  $V_{Rd}$ , è da prevedersi apposita armatura a taglio. In tal caso il taglio resistente è il minore tra il taglio  $V_{Rsd}$  offerto dalle armature ed il taglio  $V_{Rcd}$  offerto dal calcestruzzo.  $V_{Rsd}$  e  $V_{Rcd}$  valgono:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$(\operatorname{ctg}\theta_1 \leq \operatorname{ctg}\theta) \quad (4.1.21)$$

dove  $\theta_1$  è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da  $\operatorname{ctg}\theta_1 = \tau/\sigma_1$  mentre  $\tau$  e  $\sigma_1$  sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

## **10 VERIFICHE GEOTECNICHE**

### **10.1 OPERE DI FONDAZIONE SUPERFICIALI**

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua. In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

#### **10.1.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine, qualora pertinenti.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite qualora pertinenti:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

collasso per scorrimento sul piano di posa

stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II del DM 14/01/2008 per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

La rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Combinazione 2: (A2+M1+R2)

Approccio 2:

Combinazione: (A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

**Tabella 1 – Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali (Tab. 6.4.I DM 14/01/2008).**

#### 10.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

## **11 PROGETTAZIONE DELLE OPERE GEOTECNICHE IN ZONA SISMICA**

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Cap. 3 del D.M. 14/01/2008, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1 (D.M. 14/01/2008), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1 (D.M. 14/01/2008).

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali utilizzati per le analisi statiche.

### **11.1 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO**

#### **11.1.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE**

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

#### **11.1.2 AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA**

L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo di cui al § 3.2.2. Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima ( $a_{\max}$ ) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di  $a_{\max}$  può essere ricavato dalla relazione  $a_{\max} = S_S \cdot a_g$  dove  $a_g$  è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed  $S_S$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

#### **11.1.3 AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA**

Per la progettazione o la verifica di opere e sistemi geotecnici realizzati su versanti e per l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata mediante analisi di risposta sismica locale o utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ . Il parametro  $S_T$  deve essere applicato nel caso di configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, di altezza superiore a 30 m.

Gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15°.

### **11.2 FONDAZIONI**

La progettazione delle fondazioni è condotta unitamente alla progettazione dell'opera alla quale appartengono e richiede preliminarmente:

la valutazione della sicurezza del sito nei confronti della liquefazione e della stabilità dei pendii

la valutazione della risposta sismica locale del sito

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B", il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un  $\gamma_{R,d}$  pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura  $q$  pari a 1.

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2 %, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

I pali in calcestruzzo devono essere armati per tutta la lunghezza, con un'area non inferiore allo 0,3% di quella del calcestruzzo.

Nei casi in cui gli effetti dell'interazione cinematica terreno-struttura siano considerati rilevanti, sui pali deve essere assunta la condizione di sollecitazione più sfavorevole estesa a tutta la lunghezza del palo.

L'impiego di pali inclinati è da evitare. Nei casi in cui sia necessario farne uso, i pali devono essere dimensionati per sopportare con adeguato margine sicurezza le sollecitazioni che derivano dall'analisi del complesso fondazione-terreno in condizioni sismiche.

È da evitare la formazione di cerniere plastiche nei pali di fondazione. Qualora non fosse possibile escluderne la formazione, le corrispondenti sezioni devono essere progettate per un comportamento duttile e opportunamente confinate. L'armatura perimetrale di confinamento dei pali di fondazione, di diametro non inferiore a 8 mm, deve essere costituita da spirale continua per tutti i tratti interessati da potenziali cerniere plastiche. In tali tratti, assunti di dimensione almeno pari a 3 volte il diametro, e comunque per uno sviluppo, a partire dalla testa del palo, di almeno 10 diametri, l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% di quella del calcestruzzo.

#### Collegamenti orizzontali tra fondazioni:

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale, e dei possibili effetti da essi indotti nella sovrastruttura.

Il requisito si ritiene soddisfatto se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

$$\pm 0.3 \cdot N_{s,d} \cdot a_{\max} / g \quad (\text{per il profilo stratigrafico di tipo B})$$

$$\pm 0.4 \cdot N_{s,d} \cdot a_{\max} / g \quad (\text{per il profilo stratigrafico di tipo C})$$

$$\pm 0.6 \cdot N_{s,d} \cdot a_{\max} / g \quad (\text{per il profilo stratigrafico di tipo D})$$

dove

$N_{s,d}$  : valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati;

$a_{\max}$  : accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = a_g \cdot S$$

dove:

- $S$  è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ )
- $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fina).

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici di tipo A e per siti ricadenti in zona 4.

Travi o piastre di piano possono essere assimilate a elementi di collegamento se realizzate ad una distanza minore o uguale a 1 m dall'intradosso degli elementi di fondazione superficiali o dalla testa dei pali.

### **11.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)**

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali e su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi considerati per le analisi statiche.

Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con i due approcci indicati nel Cap. 6, con le prescrizioni di cui al § 7.11.1 del D.M. 14/01/2008.

Nelle verifiche di fondazioni su pali, effettuate con l'Approccio 1 Combinazione 2, si deve fare riferimento ai coefficienti R3 di cui alle Tabelle 6.4.II e 6.4.VI. del D.M. 14/01/2008. Nelle verifiche si deve tener conto delle pressioni interstiziali preesistenti e di quelle eventualmente indotte dal moto sismico.

#### 11.3.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI

La sicurezza del complesso fondazione-terreno deve essere verificata nei confronti del collasso per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione  $E_d \leq R_d$ . Per tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudostatico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

##### Stato Limite Ultimo di collasso per carico limite

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo anche conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione.

##### Stato Limite Ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si tiene conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole. In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni ed ai criteri costruttivi dell'opera.

## **12 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI**

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi:

- Midas Gen 2017 sviluppato da MIDAS Information Technology e distribuito in Italia da CSPFea, via Zuccherificio 5/D, 35042 Este, Padova. Questo software agli elementi finiti è usato per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica strutturale degli elementi portanti.
- VCaSLU del professor Pietro Gelfi per il calcolo e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato. (Usato in alternativa al PresFLE+).
- Profili\_V6 versione 7.7 del professor Pietro Gelfi per la verifica degli elementi in acciaio (usato in alternativa al software PresFle).
- Group Pile versione 7.0.16 (copyright 1985-2006, Produttore e autore Ensoft Inc., [www.ensoftinc.com](http://www.ensoftinc.com)) per l'analisi degli stati deformativi e tensionali in gruppi di pali soggetti a carichi assiali, trasversali e di momento. Concesso in licenza d'uso a F&M ingegneria Spa. Licenza: 154813648.
- Fogli di calcolo Microsoft Excel 2016 MSO (16.0.7571.7095).

I programmi, concessi in licenza d'uso a F&M Ingegneria Spa, sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti. Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi, considerando l'effettivo contributo alla rigidità complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

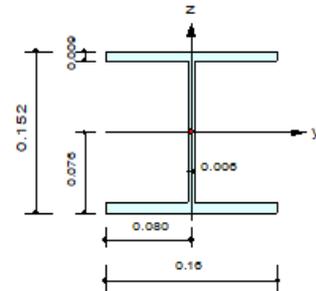
## 13 DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE STRUTTURALI

### 13.1 VERIFICHE DI RESISTENZA DEI MONTANTI IN ACCIAIO

Di seguito si riporta la verifica del montante più sollecitato estratta dal modello di calcolo:

#### Design Information

Design Code : Eurocode3:05  
 Unit System : kN, m  
 Member No : 67  
 Material : S355 (No:2)  
 (Fy = 355000, Es = 210000000)  
 Section Name : HEA160 (No:2)  
 (Rolled : HEA160).  
 Member Length : 0.60000



#### Member Forces

Axial Force Fxx = -0.9439 (LCB: 3, POS:I)  
 Bending Moments My = -39.681, Mz = -0.0000  
 End Moments Myi = -39.681, Myj = -22.505 (for Lb)  
 Myi = -39.681, Myj = -22.505 (for Ly)  
 Mzi = -0.0000, Mzj = -0.0000 (for Lz)  
 Shear Forces Fyy = -0.6534 (LCB: 9, POS:I)  
 Fzz = -32.659 (LCB: 3, POS:I)

Depth	0.15200	Web Thick	0.00800
Top F Width	0.16000	Top F Thick	0.00900
Bot.F Width	0.16000	Bot.F Thick	0.00900
Area	0.00388	Asz	0.00091
Cyb	0.01940	Ozb	0.00320
Iyy	0.00002	Izz	0.00001
Ybar	0.08000	Zbar	0.07000
Wely	0.00022	Welz	0.00008
ry	0.00570	rz	0.03980

#### Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.60000, Lz = 0.60000, Lb = 0.60000  
 Effective Length Factors Ky = 2.10, Kz = 2.10  
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Crz = 0.85, CmLT = 1.00

#### Checking Results

##### Slenderness Ratio

$KL/r = 154.6 < 200.0$  (Memb:29, LCB: 11)..... O.K

##### Axial Resistance

$N_{Ed}/MN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 0.94/1311.81 = 0.001 < 1.000$  ..... O.K

##### Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 39.6809/83.1714 = 0.477 < 1.000$  ..... O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/39.3563 = 0.000 < 1.000$  ..... O.K

##### Combined Resistance

$RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c\_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b\_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i\_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c\_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b\_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i\_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = \text{MAX}[RNRd, R_{max1}, (R_{oom} + R_{bend}), \text{MAX}(R_{c\_LT1} + R_{b\_LT1}, R_{c\_LT2} + R_{b\_LT2})] = 0.478 < 1.000$  .. O.K

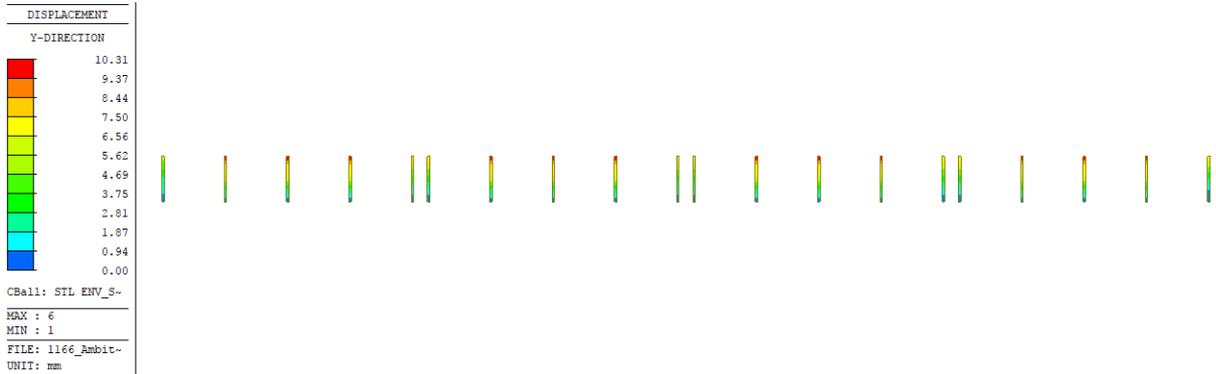
##### Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.001 < 1.000$  ..... O.K

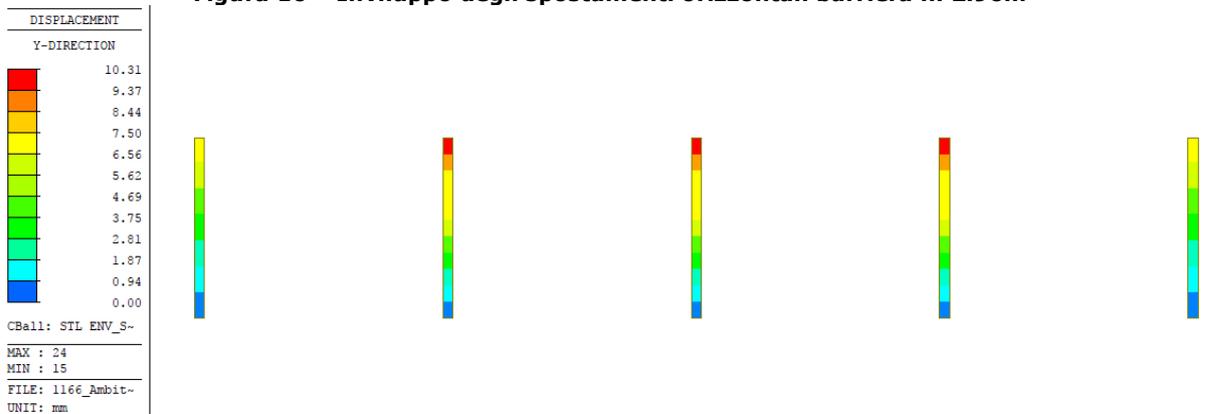
$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.126 < 1.000$  ..... O.K

### 13.2 VERIFICHE DI DEFORMABILITA' DEI MONTANTI IN ACCIAIO

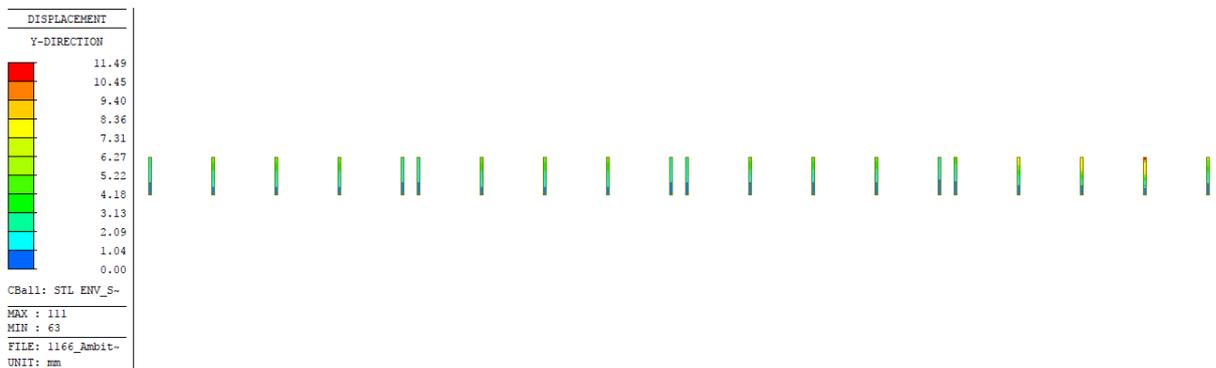
Si riporta la mappa cromatica dell'involuppo degli spostamenti dei montanti:



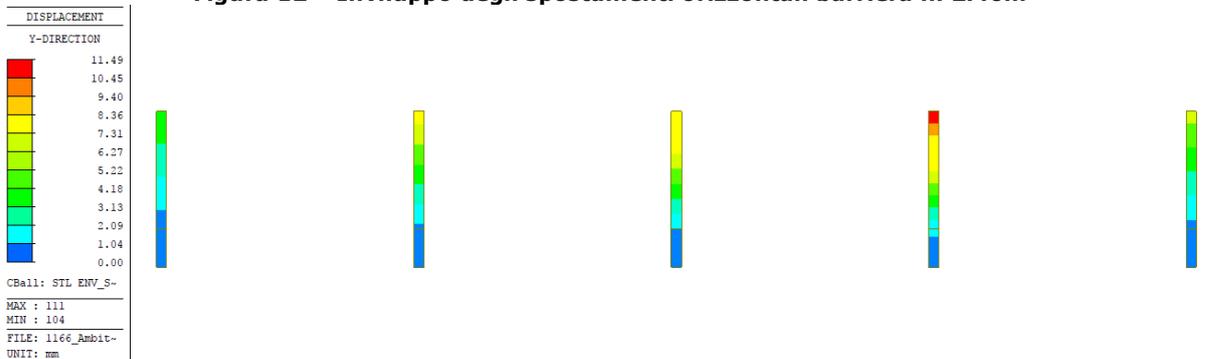
**Figura 10 – Involuppo degli spostamenti orizzontali barriera h. 2.90m**



**Figura 11 – Involuppo degli spostamenti orizzontali barriera h. 2.90m – campata tipica**



**Figura 12 – Involuppo degli spostamenti orizzontali barriera h. 2.40m**



**Figura 13 – Involuppo degli spostamenti orizzontali barriera h. 2.40m – campata effetti di bordo**

Secondo quanto riportato nella UNI EN 1794-1:2011 – Appendice A.3.2, la deformazione massima sotto il carico vento per barriere di altezza complessiva inferiore a 3.00m dev'essere minore di:

$$d_{\max} = \frac{H_{\text{montante}}}{100} = \frac{2400}{100} = 24\text{mm} > 11.49\text{mm}$$

Poiché il massimo spostamento, che si produce nel montante M02 alto 2.40m, è pari a 11.49mm, la verifica è soddisfatta.

### 13.3 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE DELLA BARRIERA H.2.90M

Si riportano in forma di mappe cromatiche le sollecitazioni sui montanti della barriera di altezza 2.90m:

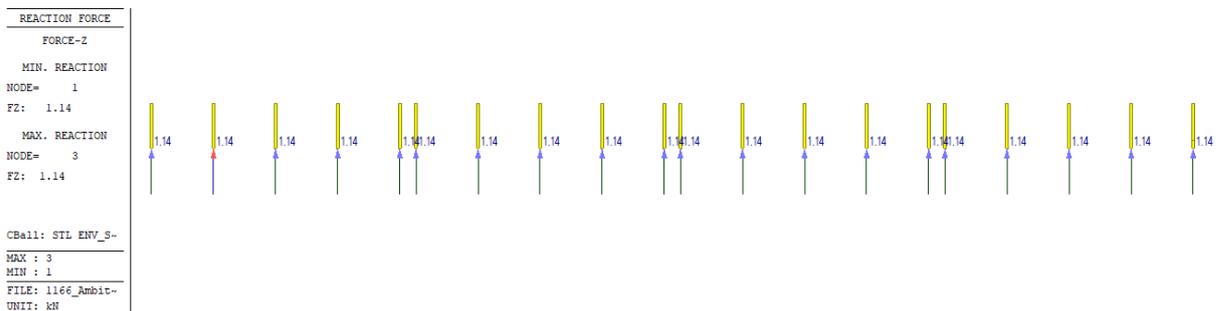


Figura 14 – Involuppo dello sforzo normale barriera h. 2.90m

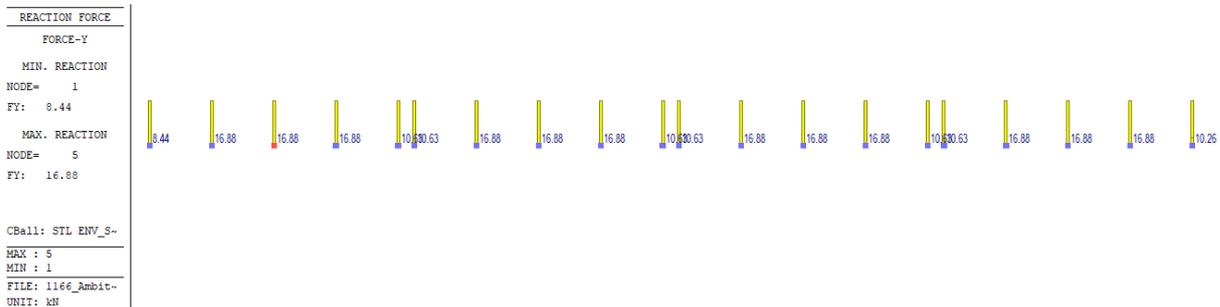


Figura 15 – Involuppo del taglio barriera h. 2.90m

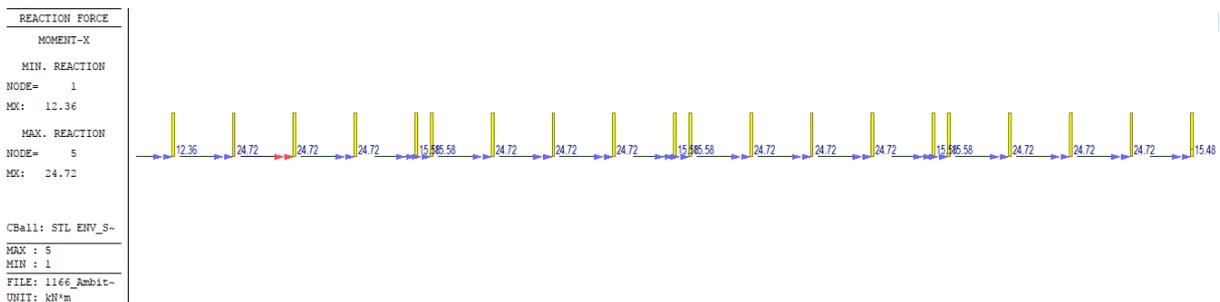


Figura 16 – Involuppo del momento flettente barriera h. 2.90m

I valori di progetto con cui viene dimensionato il collegamento sono riassunti nella tabella seguente:

N [kN]	V [kN]	M [kNm]
1.14	16.88	24.72

Il collegamento viene realizzato mediante 4 barre ad aderenza migliorata  $\Phi 20$  filettate nel tratto superiore, inghisate nel calcestruzzo esistente ed annegate nel cordolo di nuova realizzazione. Di seguito si riporta un'immagine del collegamento:

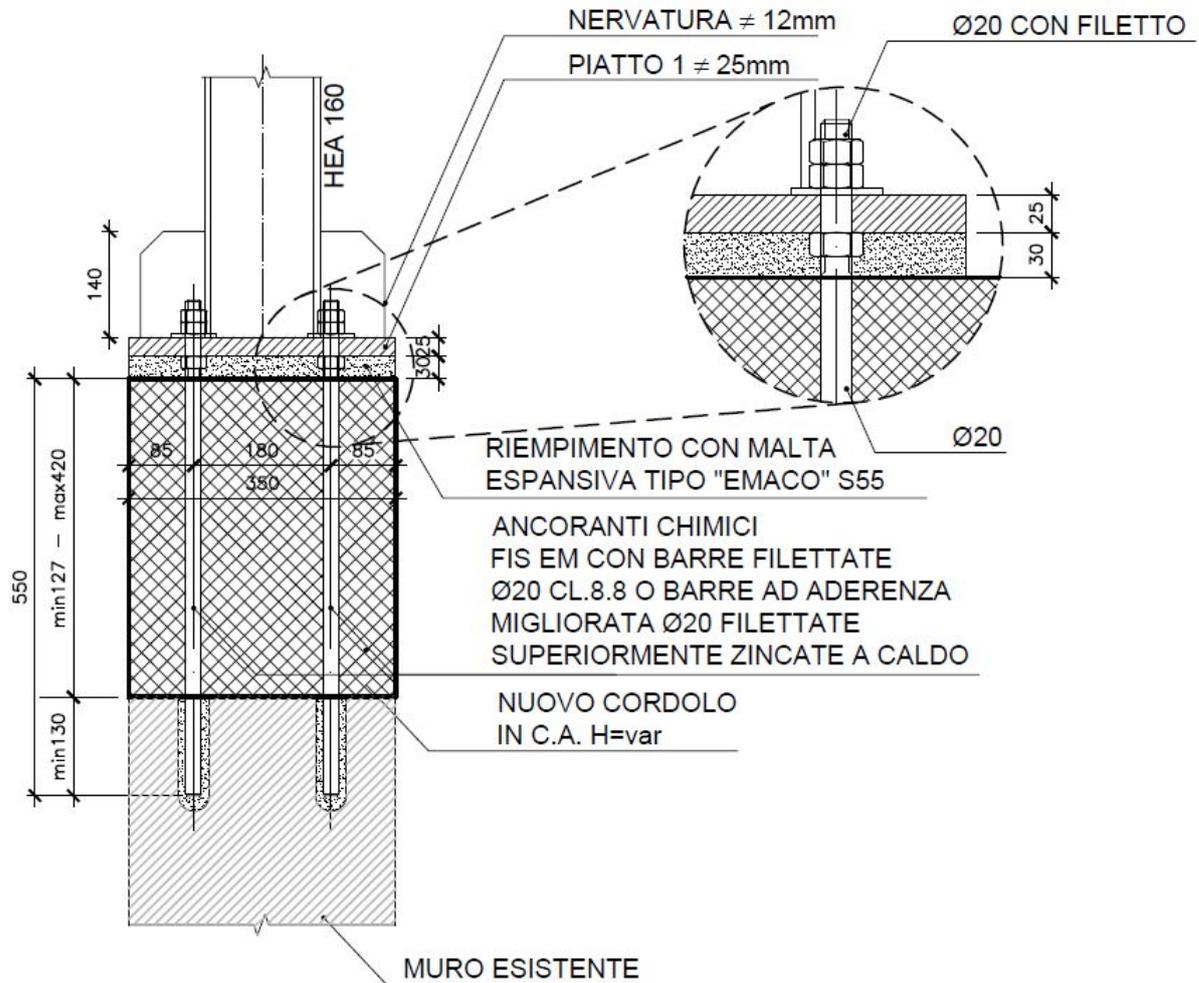


Figura 17 - Dettaglio del collegamento di base barriera h. 2.90m

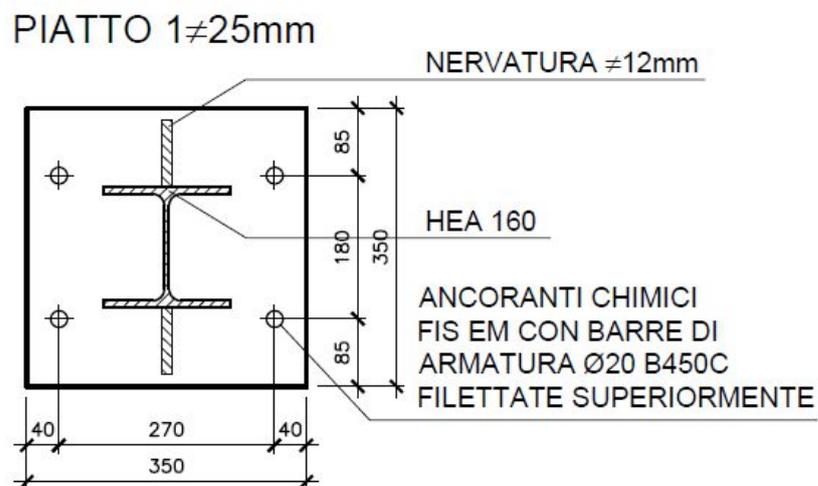


Figura 18 - Dettaglio della piastra di base barriera h. 2.90m

### Sollecitazioni

La trazione ed il taglio agenti sul singolo ancorante valgono rispettivamente:

$$F_{t,Ed} = \frac{(M/b)}{n_{bull,1}} - \frac{N}{n_{bull,2}} = \frac{(24.72/0.18)}{2} - \frac{1.14}{4} = 68.38kN$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_{bull,2}} = \frac{16.88}{4} = 4.22kN$$

### Verifica lato acciaio - barre

Vengono utilizzate barre ad aderenza migliorata filettate superiormente, per le quali si ricava:

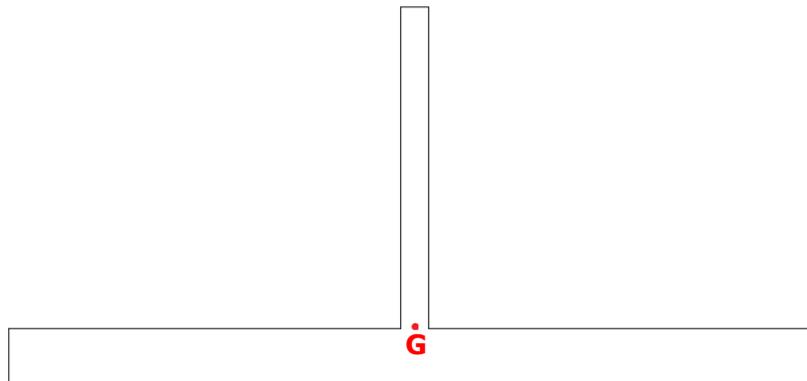
$$F_{t,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot A_{s,netta} = \frac{450}{1.15} \cdot 245 \cdot 10^{-3} = 95.87kN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_{s,netta}}{\sqrt{3}} = \frac{450}{1.15} \cdot \frac{245}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 55.35kN$$

La verifica è quindi soddisfatta.

### Verifica lato acciaio - piastra

La piastra ha dimensioni 350x350x25mm ed è munita di una nervatura centrale di altezza 140mm e spessore 12mm. Si ricava:



```
----- REGIONI -----
Area: 104.3000
Perimetro: 103.0000
Casella di delimitazione: X: 282.5000 -- 317.5000
                          Y: -2.5789 -- 13.9211
Baricentro: X: 300.0000
              Y: 0.0000
Momenti di inerzia: X: 1279.2431
                    Y: 9395934.3077
Prodotti di inerzia: XY: 0.9037
Raggi di girazione: X: 3.5021
                    Y: 300.1427
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
I: 1279.2431 lungo [1.0000 0.0000]
J: 8934.3077 lungo [0.0000 1.0000]
```

Si ricava quindi il modulo di resistenza:

$$W = \frac{J}{y_G} = \frac{1279}{13.52} = 94.60 \text{ cm}^3$$

Da cui:

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 94.60 \cdot 10^{-3} = 31.98 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

#### Verifica lato calcestruzzo

Per la verifica ad estrazione del cono di calcestruzzo, si considera l'area laterale del cono di rottura inclinato di  $30^\circ$  con profondità di ancoraggio considerando separatamente il contributo del tratto inghisato nel calcestruzzo esistente da quello di nuova realizzazione (depurato dell'area di sovrapposizione dei coni).

Si ottiene:

$$S_{cls,E} = \pi \cdot a = \pi \cdot 73 \cdot 146 = 33482 \text{ mm}^2$$

$$S_{cls,N} = \frac{2}{3} \pi \cdot a - \frac{1}{2} \cdot 2\pi \cdot a' \sqrt{\frac{r_{\min}^2 + r_{\max}^2}{2}} = \frac{2}{3} \pi \cdot (73 + 255) \cdot 361 - \pi \cdot 345 \sqrt{\frac{130^2 + 228^2}{2}} = 71914 \text{ mm}^2$$

Pertanto:

$$F_{ct,Rd} = \frac{f_{ctk1,0.05}}{\gamma_c} \cdot S_{cls,E} + \frac{0.85 \cdot f_{ctk2,0.05}}{\gamma_c} \cdot S_{cls,N} = \frac{2.9}{1.5} \cdot S_{cls,E} + \frac{0.85 \cdot 2.1}{1.5} \cdot S_{cls,N} = 150.31 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda la verifica a compressione del calcestruzzo prodotta dalla sollecitazione di taglio, si calcola l'area resistente del semi-cilindro:

$$A_{cls,E} = \pi \cdot L_E = \pi \cdot 10 \cdot 130 = 4083 \text{ mm}^2$$

$$A_{cls,N} = \pi \cdot L_E = \pi \cdot 10 \cdot 420 = 13194 \text{ mm}^2$$

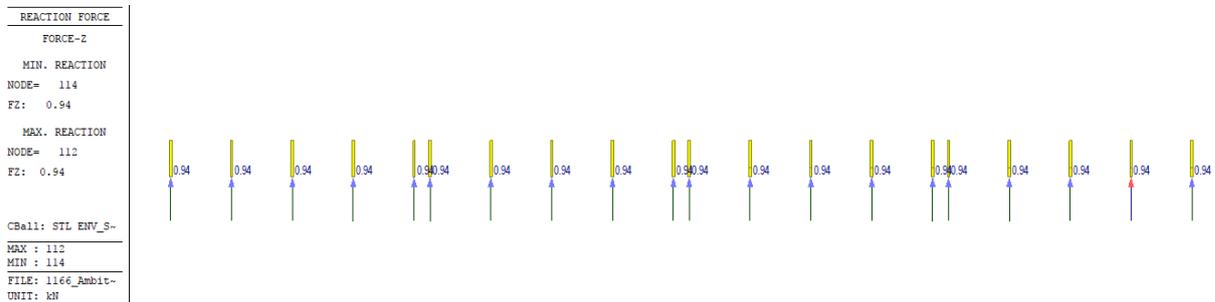
Da cui:

$$F_{cv,Rd} = \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \cdot A_{cls,E} + \frac{0.85 \cdot f_{ck2}}{\gamma_c} \cdot A_{cls,N} = \frac{51.9}{1.5} \cdot A_{cls,E} + \frac{0.85 \cdot 32}{1.5} \cdot A_{cls,N} = 380.52 \text{ kN}$$

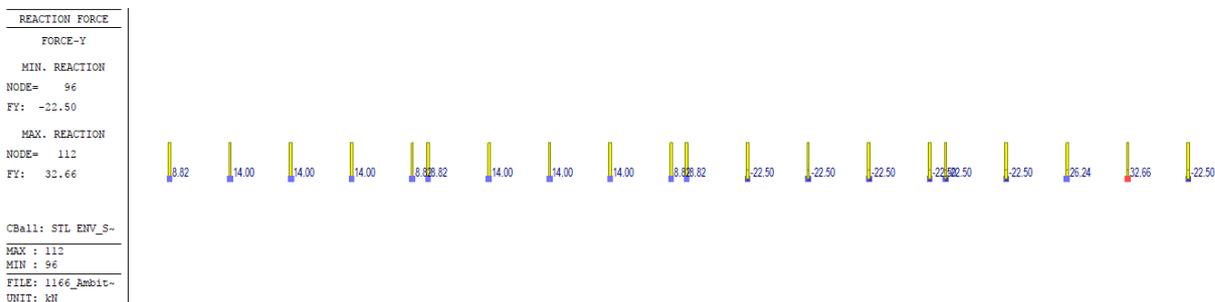
Le verifiche sono soddisfatte.

### 13.4 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE DELLA BARRIERA H.2.40M

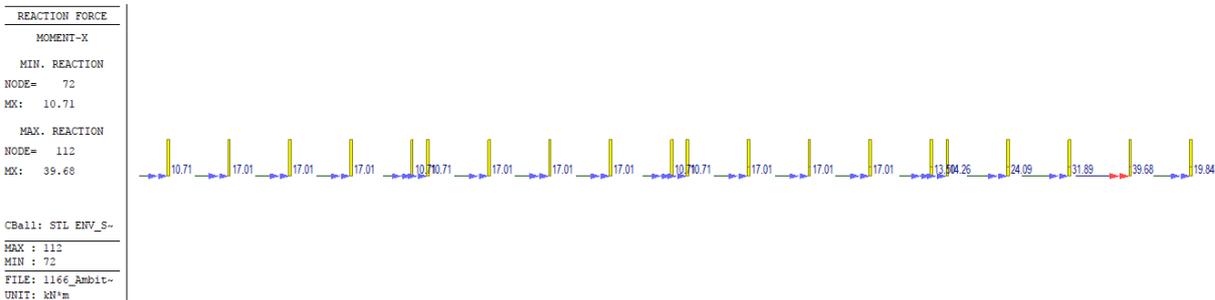
Si riportano in forma di mappe cromatiche le sollecitazioni sui montanti della barriera di altezza 2.40m:



**Figura 19 – Involuppo dello sforzo normale barriera h. 2.40m**



**Figura 20 – Involuppo del taglio barriera h. 2.40m**



**Figura 21 – Involuppo del momento flettente barriera h. 2.40m**

I valori di progetto con cui viene dimensionato il collegamento del montante M02 (effetto bordo) e i rimanenti (generale) sono riassunti nella tabella seguente:

	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
GENERALE	0.94	22.50	31.89
EFFETTO BORDO - M02	0.94	32.66	39.68

#### 13.4.1 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE "GENERALE"

Il collegamento viene realizzato mediante 4 barre ad aderenza migliorata  $\Phi 20$  filettate superiormente, inghisate nel calcestruzzo esistente ed annegate nel cordolo di nuova realizzazione. Di seguito si riporta un'immagine del collegamento.

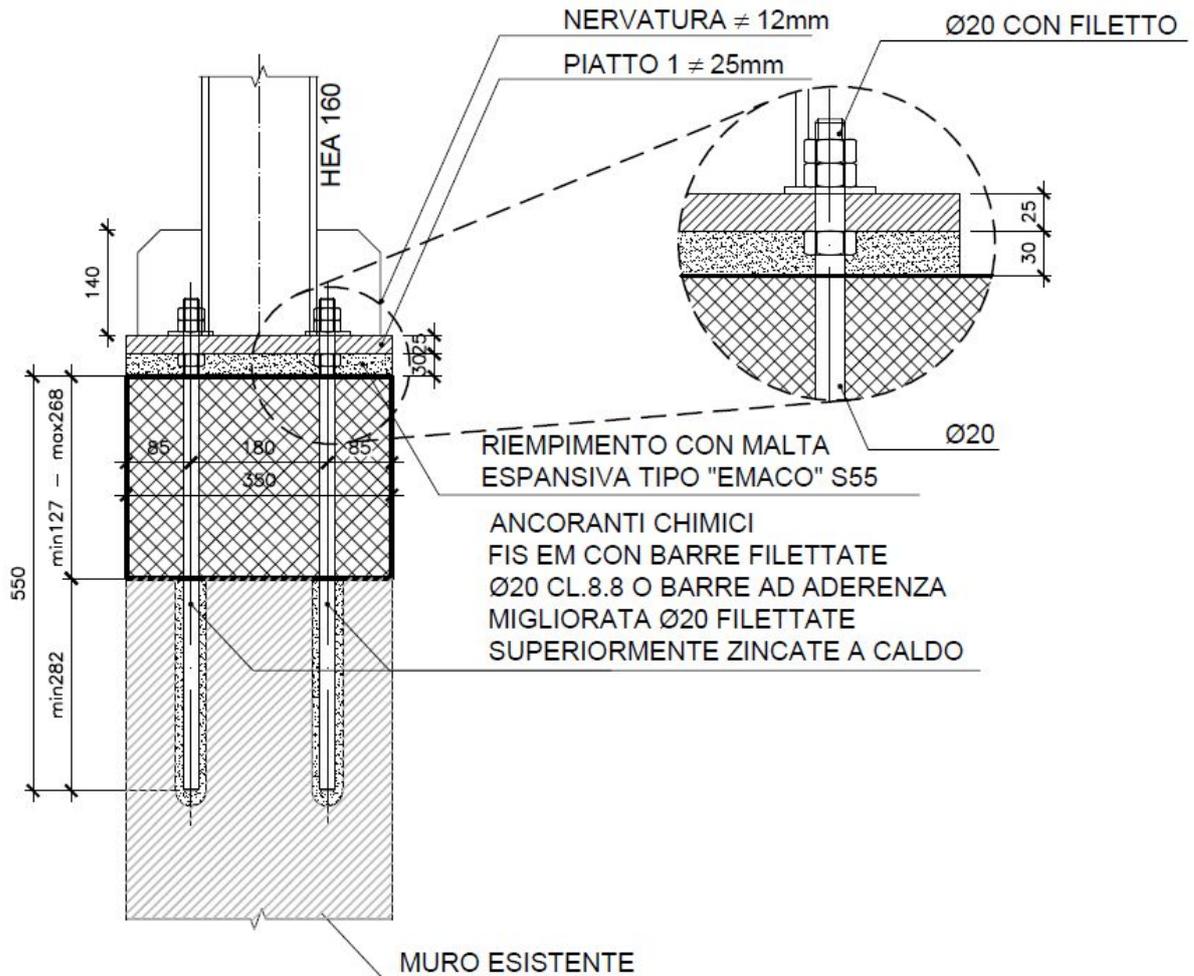


Figura 22 - Dettaglio del collegamento di base barriera h. 2.40m

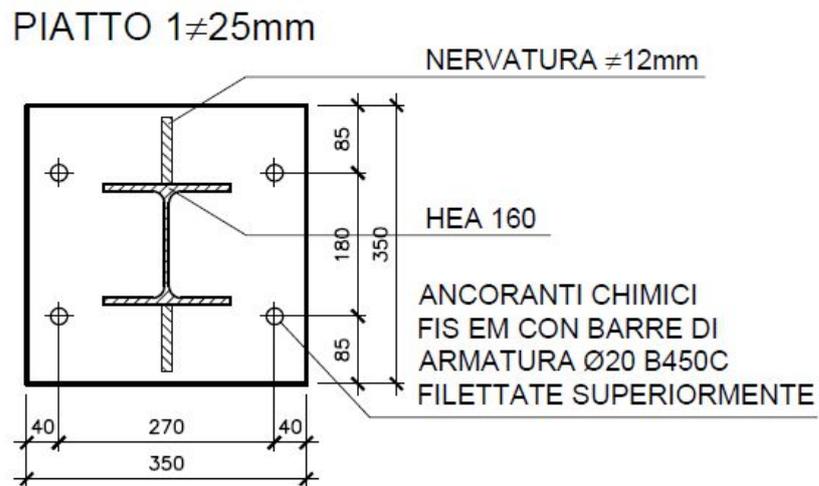


Figura 23 - Dettaglio della piastra di base barriera h. 2.40m

### Sollecitazioni

La trazione ed il taglio agenti sul singolo ancorante valgono rispettivamente:

$$F_{t,Ed} = \frac{(M/b)}{n_{bull,1}} - \frac{N}{n_{bull,2}} = \frac{(31.89/0.18)}{2} - \frac{0.94}{4} = 88.35kN$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_{bull,2}} = \frac{22.50}{4} = 5.63kN$$

### Verifica lato acciaio - barre

Vengono utilizzate barre ad aderenza migliorata filettate superiormente, per le quali si ricava:

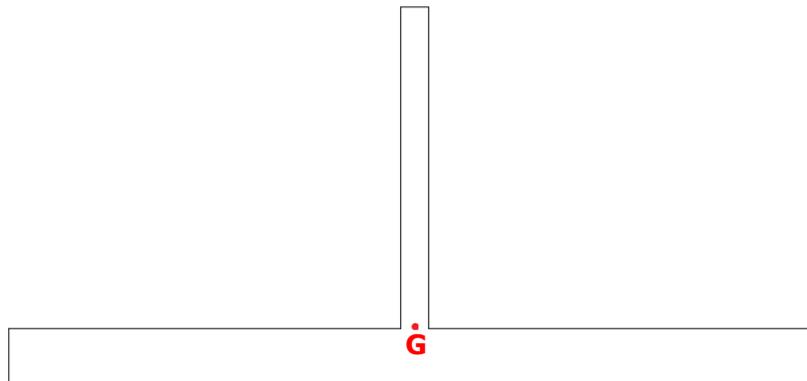
$$F_{t,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot A_{s,netta} = \frac{450}{1.15} \cdot 245 \cdot 10^{-3} = 95.87kN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_{s,netta}}{\sqrt{3}} = \frac{450}{1.15} \cdot \frac{245}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 55.35kN$$

La verifica è quindi soddisfatta.

### Verifica lato acciaio - piastra

La piastra ha dimensioni 350x350x25mm ed è munita di una nervatura centrale di altezza 140mm e spessore 12mm. Si ricava:



```
----- REGIONI -----
Area: 104.3000
Perimetro: 103.0000
Casella di delimitazione: X: 282.5000 -- 317.5000
                          Y: -2.5789 -- 13.9211
Baricentro: X: 300.0000
              Y: 0.0000
Momenti di inerzia: X: 1279.2431
                    Y: 9395934.3077
Prodotti di inerzia: XY: 0.9037
Raggi di girazione: X: 3.5021
                    Y: 300.1427
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
I: 1279.2431 lungo [1.0000 0.0000]
J: 8934.3077 lungo [0.0000 1.0000]
```

Si ricava quindi il modulo di resistenza:

$$W = \frac{J}{y_G} = \frac{1279}{13.52} = 94.60 \text{ cm}^3$$

Da cui:

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 94.60 \cdot 10^{-3} = 31.98 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

#### Verifica lato calcestruzzo

Per la verifica ad estrazione del cono di calcestruzzo, si considera l'area laterale del cono di rottura inclinato di  $30^\circ$  con profondità di ancoraggio considerando separatamente il contributo del tratto inghisato nel calcestruzzo esistente da quello di nuova realizzazione (depurato dell'area di sovrapposizione dei coni).

Si ottiene:

$$S_{cls,E} = \frac{2}{3} \pi \cdot a - \frac{1}{2} 2\pi \cdot a' \sqrt{\frac{r_{\min}^2 + r_{\max}^2}{2}} = \frac{2}{3} \pi \cdot 161 \cdot 323 - \pi \cdot 124 \sqrt{\frac{37^2 + 106^2}{2}} = 77986 \text{ mm}^2$$

Pertanto:

$$F_{ct,Rd} = \frac{f_{ctk1,0.05}}{\gamma_c} \cdot S_{cls,E} = \frac{2.9}{1.5} \cdot S_{cls,E} = 150.77 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda la verifica a compressione del calcestruzzo prodotta dalla sollecitazione di taglio, si calcola l'area resistente del semi-cilindro:

$$A_{cls,E} = \pi \cdot L_E = \pi \cdot 10 \cdot 370 = 11623 \text{ mm}^2$$

$$A_{cls,N} = \pi \cdot L_E = \pi \cdot 10 \cdot 180 = 5654 \text{ mm}^2$$

Da cui:

$$F_{cv,Rd} = \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \cdot A_{cls,E} + \frac{0.85 \cdot f_{ck2}}{\gamma_c} \cdot A_{cls,N} = \frac{51.9}{1.5} \cdot A_{cls,E} + \frac{0.85 \cdot 32}{1.5} \cdot A_{cls,N} = 504.68 \text{ kN}$$

Le verifiche sono soddisfatte.

#### 13.4.2 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE DEL MONTANTE M02

Il collegamento viene realizzato mediante 4 barre ad aderenza migliorata  $\Phi 20$  e M24 cl.8.8, inghisate nel calcestruzzo esistente ed annegate nel cordolo di nuova realizzazione. Di seguito si riporta un'immagine del collegamento.

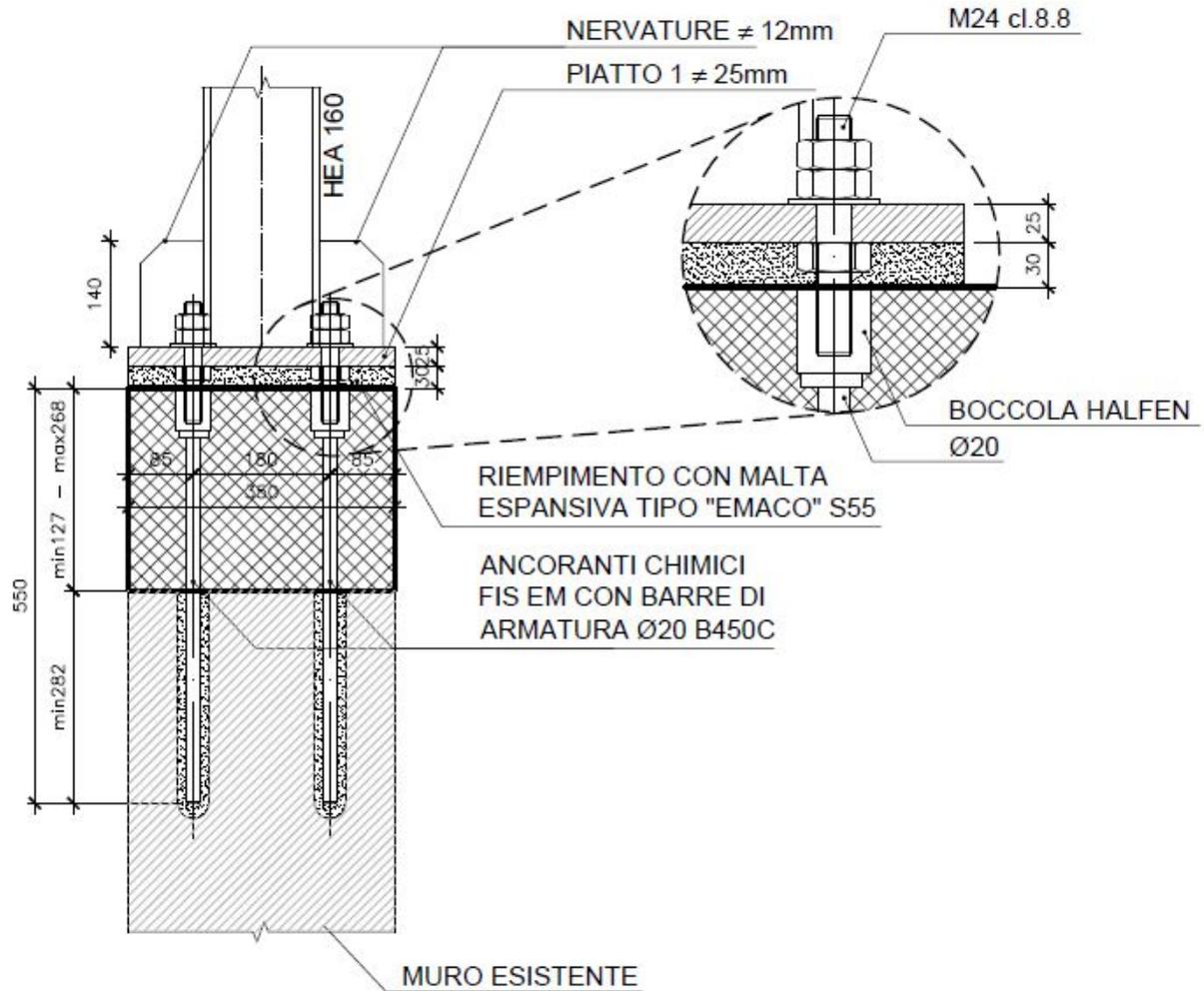


Figura 24 - Dettaglio del collegamento di base barriera h. 2.40m

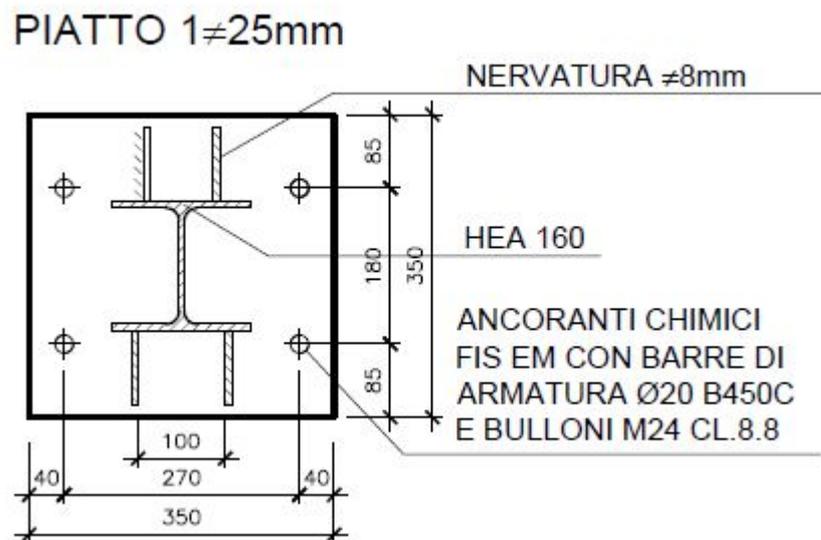


Figura 25 - Dettaglio della piastra di base barriera h. 2.40m

Sollecitazioni

La trazione ed il taglio agenti sul singolo ancorante valgono rispettivamente:

$$F_{t,Ed} = \frac{(M/b)}{n_{bull,1}} - \frac{N}{n_{bull,2}} = \frac{(39.68/0.18)}{2} - \frac{0.94}{4} = 109.99kN$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_{bull,2}} = \frac{32.66}{4} = 8.17kN$$

Verifica lato acciaio – barre e viti

Vengono utilizzate barre ad aderenza migliorata, per le quali si ricava:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot A_s = \frac{450}{1.15} \cdot 314 \cdot 10^{-3} = 122.87kN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_s}{\sqrt{3}} = \frac{450}{1.15} \cdot \frac{314}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 70.94kN$$

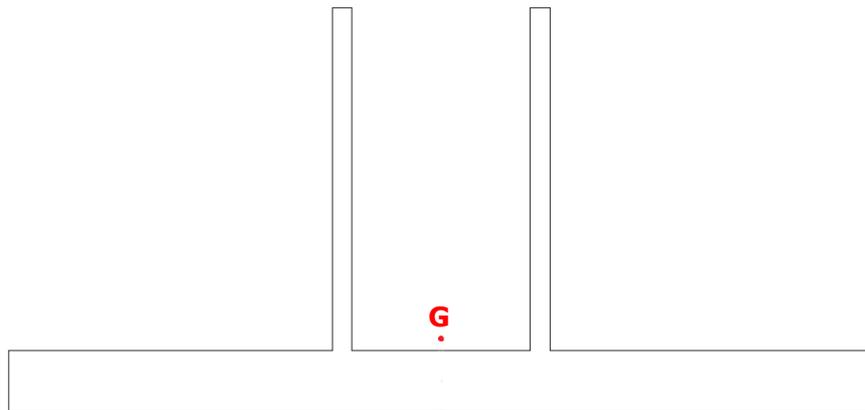
Per quanto riguarda le viti si ottiene:

La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica lato acciaio - piastra

La piastra ha dimensioni 350x350x25mm ed è munita di due nervature di altezza 140mm e spessore 8mm.

Si ricava:



```

----- REGIONI -----
Area:                109.9000
Perimetro:           131.0000
Casella di delimitazione: X: 182.5000 -- 217.5000
                        Y: -2.9315 -- 13.5685
Baricentro:          X: 200.0000
                        Y: 0.0000
Momenti di inerzia:  X: 1625.2931
                        Y: 4405291.8863
Prodotti di inerzia: XY: -0.8950
Raggi di girazione:  X: 3.8456
                        Y: 200.2113
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
I: 1625.2931 lungo [1.0000 0.0000]
J: 9291.8863 lungo [0.0000 1.0000]
    
```

Si ricava quindi il modulo di resistenza:

$$W = \frac{J}{y_G} = \frac{1625}{13.57} = 119.75 \text{ cm}^3$$

Da cui:

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 119.75 \cdot 10^{-3} = 40.49 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

#### Verifica lato calcestruzzo

Per la verifica ad estrazione del cono di calcestruzzo, si considera l'area laterale del cono di rottura inclinato di 30° con profondità di ancoraggio considerando separatamente il contributo del tratto inghisato nel calcestruzzo esistente da quello di nuova realizzazione (depurato dell'area di sovrapposizione dei coni).

Si ottiene:

$$S_{cls,E} = \frac{2}{3} \pi r \cdot a - \frac{1}{2} 2\pi \cdot a' \sqrt{\frac{r_{\min}^2 + r_{\max}^2}{2}} = \frac{2}{3} \pi \cdot 161 \cdot 323 - \pi \cdot 124 \sqrt{\frac{37^2 + 106^2}{2}} = 77986 \text{ mm}^2$$

Pertanto:

$$F_{ct,Rd} = \frac{f_{ctk1,0.05}}{\gamma_c} \cdot S_{cls,E} = \frac{2.9}{1.5} \cdot S_{cls,E} = 150.77 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda la verifica a compressione del calcestruzzo prodotta dalla sollecitazione di taglio, si calcola l'area resistente del semi-cilindro:

$$A_{cls,E} = \pi r \cdot L_E = \pi \cdot 10 \cdot 370 = 11623 \text{mm}^2$$

$$A_{cls,N} = \pi r \cdot L_E = \pi \cdot 10 \cdot 180 = 5654 \text{mm}^2$$

Da cui:

$$F_{cv,Rd} = \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \cdot A_{cls,E} + \frac{0.85 \cdot f_{ck2}}{\gamma_c} \cdot A_{cls,N} = \frac{51.9}{1.5} \cdot A_{cls,E} + \frac{0.85 \cdot 32}{1.5} \cdot A_{cls,N} = 504.68 \text{kN}$$

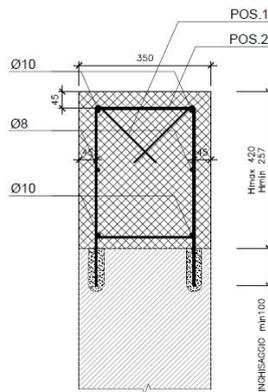
Le verifiche sono soddisfatte.

### 13.5 VERIFICA DEL NUOVO CORDOLO IN CALCESTRUZZO

La realizzazione della barriera prevede la demolizione del muro in mattoni e la successiva realizzazione di un cordolo in cemento armato di altezza variabile, in modo da fissare la quota di installazione dei montanti. Tale cordolo è variabile in altezza: è armato con 4Φ10 correnti e staffe Φ8/200 in corrispondenza dei montanti di altezza 2.90m, mentre all'estremità opposta, sulla barriera da 2.40m, è armato con 2Φ10 correnti. Il collegamento di ripristino tra i due calcestruzzi consiste in barre di armatura ad aderenza migliorata Φ10/200 piegate ad uncino e inghisate per 100mm, come riportato nelle figure seguenti.

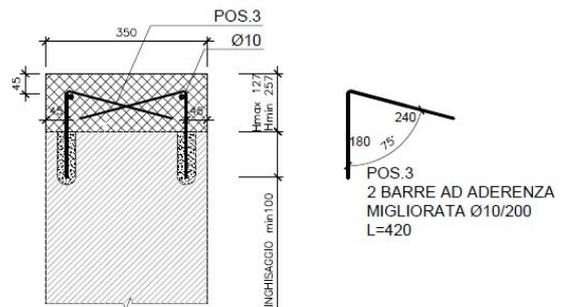
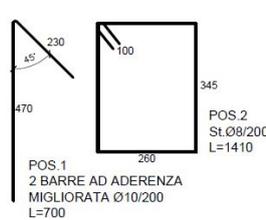
#### ARMATURA CORDOLO

Hmax = 420 mm  
Scala 1:10



#### ARMATURA CORDOLO

Hmin = 127 mm  
Scala 1:10



Il cordolo viene dimensionato in risposta al seguente momento flettente, valutato per metro lineare:

$$M_{Ed,ml} = \frac{M_{Ed} + V_{Ed} \cdot d}{i} = \frac{39.68 + 32.66 \cdot 0.19}{4.00} = 11.47 \text{kNm/m}$$

$$V_{Ed,ml} = \frac{V_{Ed}}{i} = \frac{32.66}{4.00} = 8.17 \text{kN/m}$$

Verifica del nuovo cordolo

Si ricava:

**Materiali**

B450C		C32/40	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	18,13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0,7333
		$\tau_{c1}$	2,114

**Calcoli principali:**

- $M_{xRd} = 51,13$  kN m
- $\sigma_c = -18,13$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 391,3$  N/mm<sup>2</sup>
- $\epsilon_c = 3,5$  ‰
- $\epsilon_s = 46,85$  ‰
- $d = 30$  cm
- $x = 2,086$      $x/d = 0,06952$
- $\delta = 0,7$

Poiché  $M_{Rd} = 51,13 \text{ kNm/m} > M_{Ed,ml}$ , la verifica è soddisfatta.

Verifica degli inghisaggi

Ciascun inghisaggio è soggetto ai seguenti valori di trazione e taglio:

$$F_{t,Ed} = \frac{(M/b)}{n} = \frac{(11,47/0,25)}{5} = 9,18 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n} = \frac{8,17}{5} = 1,63 \text{ kN}$$

Avendo posto  $\Phi 10/200$ , si ottengono i seguenti valori resistenti:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot A_s = \frac{450}{1,15} \cdot 78 \cdot 10^{-3} = 30,52 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_s}{\sqrt{3}} = \frac{450}{1,15} \cdot \frac{78}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 17,62 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda il calcestruzzo, per la verifica ad estrazione del cono di calcestruzzo si considera l'area laterale del cono di rottura inclinato di 30° con profondità di ancoraggio 100mm. Si ottiene:

$$S_{cls} = \pi \cdot a \cdot a = \pi \cdot 57 \cdot 115 = 20592 \text{ mm}^2$$

Da cui:

$$F_{ct,Rd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \cdot S_{cls} = \frac{2,9}{1,5} \cdot S_{cls} = 39,81 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda la verifica a compressione del calcestruzzo prodotta dalla sollecitazione di taglio, si calcola l'area resistente del semi-cilindro:

$$A_{cls,E} = \pi r \cdot L_E = \pi \cdot 5 \cdot 100 = 1570 \text{ mm}^2$$

$$A_{cls,N} = \pi r \cdot L_N = \pi \cdot 5 \cdot 180 = 2827 \text{ mm}^2$$

Da cui:

$$F_{cv,Rd} = \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \cdot A_{cls,E} + \frac{0.85 \cdot f_{ck2}}{\gamma_c} \cdot A_{cls,N} = \frac{51.9}{1.5} \cdot A_{cls,E} + \frac{0.85 \cdot 32}{1.5} \cdot A_{cls,N} = 105.58 \text{ kN}$$

Le verifiche sono soddisfatte.

## **14 CARICHI AGENTI IN FONDAZIONE**

### **14.1 CARICHI AGENTI**

La barriera nell'ambito 1B si estende per un tratto di circa 135 m ed è costituita da pannelli fonoisolanti e fonoassorbenti sostenuti da montanti in acciaio ad interasse 4 m, con altezza 2.4 m nel tratto dal montante M1 a M20 (lato ovest) e altezza 2.9 m dal montante M21 a M40 (lato est).

Le strutture di fondazione sono costituite dalla trave in c.a. esistente di larghezza 1.6 m. Le verifiche della fondazione diretta sono state condotte per una lunghezza della trave di 34÷38 m per quanto riguarda il tratto di barriera di altezza 2.4 m (da M1 a M12, fino al canale) e per una lunghezza di 68 m nel tratto di barriera di 2.9 m (da M21 a M40).

Le sollecitazioni di momento e taglio derivanti dal modello di calcolo strutturale vengono fornite alla base dei montanti, pertanto per trasferirle in corrispondenza dell'estradosso del dado della trave di fondazione va considerato il momento di trasporto calcolato con riferimento ad un braccio di 1.85m e 1.35m rispettivamente per la barriera da 2.4m e 2.9m: infatti i pannelli della barriera si connettono alla base ad un cordolo in c.a. di coronamento al muro in c.a. con altezza fuori terra di 1.35÷1.85 m.

I carichi verticali all'estradosso del dado della trave di fondazione tengono conto quindi del peso della barriera e del muro fuori terra; andrà poi aggiunto il peso della trave di fondazione e del terreno sovrastante con spessore 1.7 m dal piano di imposta.

#### **14.1.1 TRATTO H. 2.40M**

Sollecitazioni SLU in corrispondenza dell'estradosso del dado di fondazione (vento)  
Lunghezza trave = 38.00 m

$$\begin{aligned} N &= 858 \text{ kN} \\ T &= 201 \text{ kN} \\ M &= 244 \text{ kNm} + 201 \text{ kN} \times 1.85\text{m} = 615 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sollecitazioni SLU in corrispondenza dell'estradosso del dado di fondazione (spazzaneve)  
Lunghezza trave = 34.00 m

$$\begin{aligned} N &= 767 \text{ kN} \\ T &= 203 \text{ kN} \\ M &= 121.5 \text{ kNm} + 203 \text{ kN} \times 1.85\text{m} = 496 \text{ kNm} \end{aligned}$$

#### **14.1.2 TRATTO H. 2.90M**

Lunghezza trave = 68.00 m

Sollecitazioni SLU in corrispondenza dell'estradosso del dado di fondazione (vento)

$$\begin{aligned} N &= 1170 \text{ kN} \\ T &= 285 \text{ kN} \\ M &= 418 \text{ kNm} + 285 \text{ kN} \times 1.35\text{m} = 803 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## 15 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DELLA TRAVE DI FONDAZIONE

Per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate viene utilizzata la formula di Brinch-Hansen:

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

dove:

- $\gamma_s$ : peso di volume del terreno;
- $q'$ : carico agente sul piano di posa della fondazione;
- $c'$ : coesione
- $B' = B - 2e$ : larghezza fittizia della fondazione
- $B$ : larghezza della fondazione;
- $e = M / N$ : eccentricità del carico;
- $M$ : momento agente sulla fondazione;
- $N$ : sforzo normale agente sulla fondazione;
- $N_\gamma, N_q, N_c$ : fattori di capacità portante;
- $s_\gamma, s_q, s_c$ : fattori di forma della fondazione;
- $i_\gamma, i_q, i_c$ : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- $b_\gamma, b_q, b_c$ : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- $g_\gamma, g_q, g_c$ : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- $d_\gamma, d_q, d_c$ : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per i fattori  $N_q$  e  $N_c$ , si fa riferimento alle espressioni ricavate da Prandtl e Reissner:

$$N_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \varphi}$$
$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan \varphi$$

dove  $\varphi$  è l'angolo d'attrito del terreno.

Per  $N_\gamma$ , si fa riferimento all'espressione proposta da Brinch Hansen:

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

Per i fattori  $s_\gamma$ ,  $s_q$  e  $s_c$  si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L}$$
$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \tan \varphi$$
$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L}$$

dove  $L$  è la lunghezza della fondazione.

Per i fattori  $i_\gamma$ ,  $i_q$  e  $i_c$ , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$i_\gamma = 1 - \left[ \frac{(0.7 - \beta_2/450) \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi} \right]^5$$

$$i_q = 1 - \left[ \frac{0.5 \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi} \right]^5$$

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

dove  $\beta_2$  è l'angolo di inclinazione del piano di posa espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori  $b_\gamma$ ,  $b_q$  e  $b_c$ , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$b_\gamma = e^{-2.7 \cdot \beta_2 \cdot \tan \varphi}$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \beta_2 \cdot \tan \varphi}$$

$$b_c = 1 - \frac{\beta_2}{147^\circ}$$

Per quanto riguarda i fattori  $g_\gamma$ ,  $g_q$  e  $g_c$ , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan \beta_1)^5$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta_1}{147^\circ}$$

dove  $\beta_1$  è l'angolo di inclinazione del piano campagna espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori  $d_\gamma$ ,  $d_q$  e  $d_c$ , si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$d_\gamma = 1$$

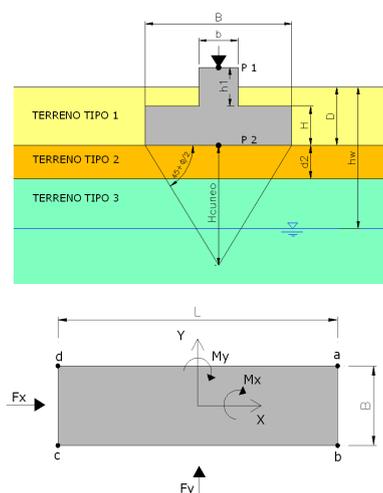
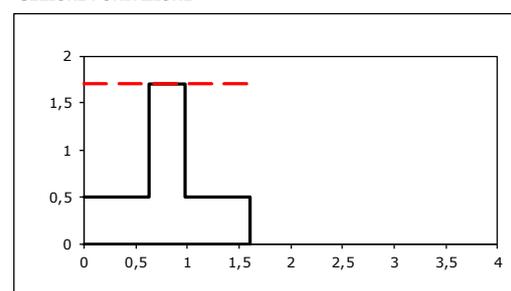
$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{s}{B'} & \left( \frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctan \left( \frac{s}{B'} \right) & \left( \frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

$$d_c = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{s}{B'} & \left( \frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 0.4 \cdot \arctan \left( \frac{s}{B'} \right) & \left( \frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

dove  $s$  è la profondità della fondazione nel terreno.

Nel caso in esame, poiché il volume di terreno coinvolto nel meccanismo di rottura è di natura incoerente, è stato trascurato il contributo dovuto alla coesione. Inoltre sono stati posti pari a 1 i fattori correttivi dovuti all'inclinazione della fondazione e del piano campagna e i fattori di forma, in quanto si tratta di una fondazione continua.

15.1.1 TRAVE DI FONDAZIONE ESISTENTE – TRATTO MONTANTI H. 2.40M (VENTO)

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI																				
<b>PROGETTO</b>	Barriere La Spezia																			
<b>LIVELLO DI PROGETTAZIONE</b>	Progetto esecutivo																			
<b>J.N.</b>	1166																			
<b>DATA</b>	22/06/2017																			
<b>DESCRIZIONE</b>	Montanti H = 2.4 m - Vento																			
GEOMETRIA FONDAZIONE																				
<b>TIPO DI FONDAZIONE :</b>	2	T																		
(1) Plinto / Platea (2) Trave																				
<b>L</b> (lato maggiore fondazione)	38	m																		
<b>B</b> (lato minore fondazione)	1,6	m																		
<b>H</b> (altezza fondazione)	0,5	m																		
<b>l</b> (lato maggiore dado)	38	m																		
<b>b</b> (lato minore dado)	0,35	m																		
<b>h1</b> (altezza dado)	1,2	m																		
<b>D</b> (altezza terreno stabilizzante)	1,7	m																		
$\gamma_{fo}$ (peso specifico fondazione)	25	kN/mc																		
$\gamma_{terr}$ (peso spec. terreno sopra fond.)	20	kN/mc																		
$\alpha$ (angolo inclinazione fondazione >0)	0	°																		
$\beta$ (angolo inclinazione pendio >0)	0	°																		
<b>ag/g</b> (accelerazione sismica orizz.)	0,000																			
<b>S</b> (coeff. stratigrafico)	0,0																			
<b>Punto Applicazione forze esterne</b>	1																			
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1 (2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2																				
Braccio Forze esterne	1,7	m																		
Volume cls fondazione	46	mc																		
Volume terreno sopra fondazione	57	mc																		
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	1159	kN																		
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	1140	kN																		
P.P.1 + P.P.2	2299	kN																		
																				
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO																				
<b>QUOTA FALDA DA P.C.</b>	1,5	m																		
<b>hw</b> (quota falda da p.c. >0)																				
<b>TERRENO TIPO 1</b>																				
$\gamma_{k1}$ (peso specifico naturale terreno)	20,0	kN/mc																		
<b>TERRENO TIPO 2</b>																				
<b>d<sub>z</sub></b> (spessore strato)	1,5	m																		
$\phi'_{k2}$ (angolo di attrito)	30	°																		
$c'_{k2}$ (coesione efficace)	0	kPa																		
$c_{u,k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa																		
$\gamma_{k2}$ (peso specifico naturale)	20	kN/mc																		
<b>G</b> (modulo di elasticità trasversale)	19231	kPa																		
<b>TERRENO TIPO 3</b>																				
$\phi'_{k3}$ (angolo di attrito)	24	°																		
$c'_{k3}$ (coesione efficace)	0	kPa																		
$c_{u,k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa																		
$\gamma_{k3}$ (peso specifico naturale)	19,0	kN/mc																		
<b>G</b> (modulo di elasticità trasversale)	5769	kPa																		
																				
<b>SEZIONE FONDAZIONE</b>																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA</td> </tr> <tr> <td><math>H_{cuneo}</math> 1,4 m</td> </tr> <tr> <td><math>\phi_{k,eq}</math> 30 °</td> </tr> <tr> <td><math>c'_{k,eq}</math> 0 kPa</td> </tr> <tr> <td><math>c_{u,k,eq}</math> 0 kPa</td> </tr> <tr> <td><math>\gamma_{k,eq}</math> 20,0 kN/mc</td> </tr> <tr> <td><b>G</b> 19231 kPa</td> </tr> </table>			TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA	$H_{cuneo}$ 1,4 m	$\phi_{k,eq}$ 30 °	$c'_{k,eq}$ 0 kPa	$c_{u,k,eq}$ 0 kPa	$\gamma_{k,eq}$ 20,0 kN/mc	<b>G</b> 19231 kPa											
TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA																				
$H_{cuneo}$ 1,4 m																				
$\phi_{k,eq}$ 30 °																				
$c'_{k,eq}$ 0 kPa																				
$c_{u,k,eq}$ 0 kPa																				
$\gamma_{k,eq}$ 20,0 kN/mc																				
<b>G</b> 19231 kPa																				
TIPO DI VERIFICA																				
<b>TIPO DI VERIFICA</b>	1	⇒																		
(1) Drenata DRENATA (2) Non Drenata																				
<b>FORMULA PER IL CALCOLO DI <math>N_y</math></b>	2																			
(1) Meyerhof (1963) BRINCH - HANSEN (2) Brinch - Hansen (1970) (3) Vesic (1975) (4) Spangler - Handy (1982)																				
<b>FATTORI CORRETTIVI</b>	2																			
(1) Meyerhof (1963) BRINCH - HANSEN (2) Brinch - Hansen (1970) (3) Vesic (1970)																				
<b>FATTORI SISMICI</b>	2																			
(1) SI NO (2) NO																				
<b>VERIFICA IN DIREZIONE</b>	1																			
(1) Y (Momento Mxx e forza FY // B) (2) X (Momento Myy e forza FX // L)																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center;"><b>VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE</b></td> </tr> <tr> <td><math>\phi_{k,eq}</math> 30 °</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>c'_{k,eq}</math> 0 kPa</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>c_{u,k,eq}</math> 0 kPa</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>D · <math>\gamma</math> 32 kPa</td> <td>contributo peso stabilizzante</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>\gamma</math> 10,0 kN/mc</td> <td>contributo forze di attrito</td> <td></td> </tr> </table>			<b>VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE</b>			$\phi_{k,eq}$ 30 °			$c'_{k,eq}$ 0 kPa			$c_{u,k,eq}$ 0 kPa			D · $\gamma$ 32 kPa	contributo peso stabilizzante		$\gamma$ 10,0 kN/mc	contributo forze di attrito	
<b>VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE</b>																				
$\phi_{k,eq}$ 30 °																				
$c'_{k,eq}$ 0 kPa																				
$c_{u,k,eq}$ 0 kPa																				
D · $\gamma$ 32 kPa	contributo peso stabilizzante																			
$\gamma$ 10,0 kN/mc	contributo forze di attrito																			
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center;"><b>RIEPILOGO VERIFICHE:</b></td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center;">(1) D.M. 14/01/2008</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><math>q_d</math> (kPa)</td> <td style="text-align: center;"><math>q_{max}</math> (kPa)</td> <td style="text-align: center;">verifica</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">(4) A1+M1+R3</td> <td style="text-align: center;">361</td> <td style="text-align: center;">122 <b>SI</b></td> </tr> </table>			<b>RIEPILOGO VERIFICHE:</b>			(1) D.M. 14/01/2008			$q_d$ (kPa)	$q_{max}$ (kPa)	verifica	(4) A1+M1+R3	361	122 <b>SI</b>						
<b>RIEPILOGO VERIFICHE:</b>																				
(1) D.M. 14/01/2008																				
$q_d$ (kPa)	$q_{max}$ (kPa)	verifica																		
(4) A1+M1+R3	361	122 <b>SI</b>																		
N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen																				

**Riquilificazione funzionale architettonica dell'interfaccia Porto Città della Spezia  
Intervento di protezione antifonica e relativo inserimento ambientale e  
paesaggistico lungo viale San Bartolomeo**

**CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)**

**PROGETTO** Barriere La Spezia  
**LIVELLO DI PROGETTAZIONE** Progetto esecutivo  
**J.N.** 1166  
**DATA** 22/06/2017  
**DESCRIZIONE** Montanti H = 2,4 m - Vento  
**NORMATIVA** (1) D.M. 14/01/2008  
**COMBINAZIONE** (4) A1+M1+R3 **OK**

**(4) A1+M1+R3**

**COMBINAZIONE E CARICHI DI PROGETTO**

**NORMATIVA DI RIFERIMENTO** **1** D.M.14/01/2008  
 (1) D.M. 14/01/2008  
 (2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

**COMBINAZIONE** **4** EC7

Tipo di carico	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	R3	SISMA
Pesi propri	1.3	1	1.3	1	1	1.35	1	1	1
Permanenti strutturali	1.3	1	1.3	1	1	1.35	1	1	1
Permanenti non strutturali	1.5	1	1.5	1.3	1	1.35	1	1	1
Variabili	1.5	1	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1	1

Parametri terreno	D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	R3	SISMA
tan $\phi$ (angolo di attrito)	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
c' (coesione apparente)	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1.4	1	1	1.4	1	1.4

Resistenze	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	2.3	3	1.8	2.3	2.3	3	1.4	1	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1	1.1	1	1

**CARICHI DI PROGETTO**

**INSERIMENTO CARICHI** **2**  
 (1) CARICHI CARATTERISTICI  
 (2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

**SOLLECITAZIONI DI PROGETTO**  
 p.p. fond. + p.p. ter. (k) [kN] 2.299  
 p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN] 2.989  
 N<sub>a</sub> [kN] 858  
 F<sub>yd</sub> [kN] 201  
 M<sub>x</sub> [kNm] 615  
 F<sub>xd</sub> [kN] 0  
 M<sub>yd</sub> [kNm] 0

**SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE**  
 N<sub>tot</sub> [kN] 3.847  
 F<sub>y tot</sub> [kN] 201  
 M<sub>x tot</sub> [kNm] 956.7  
 F<sub>x tot</sub> [kN] 0  
 M<sub>y tot</sub> [kNm] 0  
 ex = M<sub>x</sub> / N<sub>tot</sub> (lungo lato B) 0.25  
 REAGENTE 0.27  
 ey = M<sub>y</sub> / N<sub>tot</sub> (lungo lato L) 0.00  
 REAGENTE 6.33

**CARICHI CARATTERISTICI**

	Gk	Qk
N [kN]	660.0	0.0
Fy [kN]	0.0	0.0
Mx [kNm]	0.0	0.0
Fx [kN]	0.0	0.0
My [kNm]	0.0	0.0

**CARICHI DI PROGETTO (gd + Qd)**  
**INSERIRE CARICHI!!!**

	Gd + Qd
N [kN]	858.0
Fy [kN]	201.0
Mx [kNm]	615.0
Fx [kN]	0.0
My [kNm]	0.0

**TENSIONE VERT. LUNGO LATO "B"** [m]

**TENSIONE VERT. LUNGO LATO "L"** [m]

**VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE**

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	TIPO DI FONDAZIONE
$\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito) [°] 30	2 T
c' $k_{eq}$ (coesione apparente) [kPa] 0	1 DRENATA
Cu $k_{eq}$ (coesione non drenata) [kPa] 0	2 BRINCH - HANSEN

**PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO**

$\phi_d$ (angolo di attrito) [°] 30	2 BRINCH - HANSEN
c' $d$ (coesione apparente) [kPa] 0	1 B
Cu $d$ (coesione non drenata) [kPa] 0	2 NO

**FATTORI CAPACITA' PORTANTE**

Nc PRANDTL (1921) 30.17	Ir (indice di rigidezza) 1332	Fattori di punzonamento = 1
Nq PRANDTL (1921) 18.43	Icr (indice critico) 147	
Nv 15.10		

**FATTORI CORRETTIVI**

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	Sc	Sq	Sy
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	1.00	1.00	1.00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	0.87	0.88	0.83
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	1.33	1.47	1.00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	1.00	1.00	1.00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	1.00	1.00	1.00
Fattori di punzonamento	VESIC	1.00	1.00	1.00

**FORMULA GENERALE:**

$$q_{ult} = c N_{c,i} d_{c,i} b_{c,i} g_{c,i} z_{c,i} \Psi_{c,i} + q N_{q,i} d_{q,i} b_{q,i} g_{q,i} z_{q,i} \Psi_{q,i} + \frac{1}{2} B^{\gamma} N_{\gamma,i} d_{\gamma,i} b_{\gamma,i} g_{\gamma,i} z_{\gamma,i} \Psi_{\gamma,i}$$

(A) Componente per coesione - Nc [kPa] 0	q <sub>ult</sub> (A+B+C) 831 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa] 762	q <sub>ult</sub> (q <sub>ult</sub> /FS) 361 kPa
(C) Componente per attrito - N <sub>γ</sub> [kPa] 69	q <sub>ult</sub> (q <sub>ult</sub> x B' x L') 34.821 kN
	Qd (Q <sub>ult</sub> /FS) 15.139 kN

**Qd (q<sub>ult</sub>/FS) = 361 kPa > q<sub>max</sub> = 122 kPa VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA**  
**t<sub>d</sub> (τ<sub>ult</sub>/FS) = 33 kPa > t<sub>max</sub> = 3 kPa VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA**  
**Ms/Mr = 2.23 > 1 VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU SODDISFATTA**

**Riqualificazione funzionale architettonica dell'interfaccia Porto Città della Spezia  
Intervento di protezione antfonica e relativo inserimento ambientale e  
paesaggistico lungo viale San Bartolomeo**

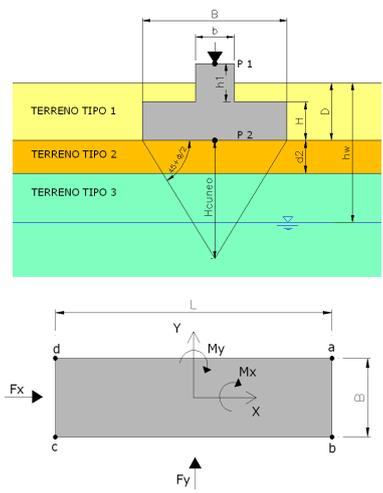
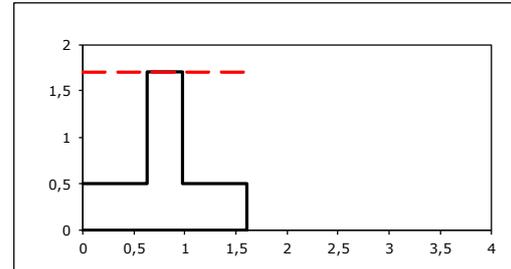
15.1.2 TRAVE DI FONDAZIONE ESISTENTE - TRATTO MONTANTI H. 2.40M  
(SPAZZANEVE)

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI																										
<b>PROGETTO</b>	Barriere La Spezia																									
<b>LIVELLO DI PROGETTAZIONE</b>	Progetto esecutivo																									
<b>J.N.</b>	1166																									
<b>DATA</b>	22/06/2017																									
<b>DESCRIZIONE</b>	Montanti H = 2.4 m - Spazzaneve																									
GEOMETRIA FONDAZIONE																										
<b>TIPO DI FONDAZIONE :</b>	<b>2</b>	T																								
(1) Plinto / Platea																										
(2) Trave																										
<b>L</b> (lato maggiore fondazione)	<b>34</b>	m																								
<b>B</b> (lato minore fondazione)	<b>1,6</b>	m																								
<b>H</b> (altezza fondazione)	<b>0,5</b>	m																								
<b>l</b> (lato maggiore dado)	<b>34</b>	m																								
<b>b</b> (lato minore dado)	<b>0,35</b>	m																								
<b>h1</b> (altezza dado)	<b>1,2</b>	m																								
<b>D</b> (altezza terreno stabilizzante)	<b>1,7</b>	m																								
$\gamma_{\text{fon}}$ (peso specifico fondazione)	<b>25</b>	kN/mc																								
$\gamma_{\text{terr}}$ (peso spec. terreno sopra fond.)	<b>20</b>	kN/mc																								
$\alpha$ (angolo inclinazione fondazione > 0)	<b>0</b>	°																								
$\beta$ (angolo inclinazione pendio > 0)	<b>0</b>	°																								
$a_g/g$ (accelerazione sismica orizz.)	<b>0,000</b>																									
<b>S</b> (coeff. stratigrafico)	<b>0,0</b>																									
<b>Punto Applicazione forze esterne</b>	<b>1</b>																									
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1																										
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2																										
Braccio Forze esterne	1,7	m																								
Volume cls fondazione	41	mc																								
Volume terreno sopra fondazione	51	mc																								
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	1037	kN																								
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	1020	kN																								
P.P.1 + P.P.2	2057	kN																								
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO																										
<b>QUOTA FALDA DA P.C.</b>																										
<b>hw</b> (quota falda da p.c. > 0)	<b>1,5</b>	m																								
<b>TERRENO TIPO 1</b>																										
$\gamma_{k1}$ (peso specifico naturale terreno)	<b>20,0</b>	kN/mc																								
<b>TERRENO TIPO 2</b>																										
$d_2$ (spessore strato)	<b>1,5</b>	m																								
$\phi_{k2}$ (angolo di attrito)	<b>30</b>	°																								
$c'_{k2}$ (coesione efficace)	<b>0</b>	kPa																								
$Cu_{k2}$ (coesione non drenata)	<b>0</b>	kPa																								
$\gamma_{k2}$ (peso specifico naturale)	<b>20</b>	kN/mc																								
<b>G</b> (modulo di elasticità trasversale)	<b>19231</b>	kPa																								
<b>TERRENO TIPO 3</b>																										
$\phi_{k3}$ (angolo di attrito)	<b>24</b>	°																								
$c'_{k3}$ (coesione efficace)	<b>0</b>	kPa																								
$Cu_{k3}$ (coesione non drenata)	<b>0</b>	kPa																								
$\gamma_{k3}$ (peso specifico naturale)	<b>19,0</b>	kN/mc																								
<b>G</b> (modulo di elasticità trasversale)	<b>5769</b>	kPa																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>H_{cuneo}</math></td> <td align="center">1,4</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td><math>\phi_{k,eq}</math></td> <td align="center">30</td> <td>°</td> </tr> <tr> <td><math>c'_{k,eq}</math></td> <td align="center">0</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td><math>Cu_{k,eq}</math></td> <td align="center">0</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td><math>\gamma_{k,eq}</math></td> <td align="center">20,0</td> <td>kN/mc</td> </tr> <tr> <td><b>G</b></td> <td align="center">19231</td> <td>kPa</td> </tr> </tbody> </table>			TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA			$H_{cuneo}$	1,4	m	$\phi_{k,eq}$	30	°	$c'_{k,eq}$	0	kPa	$Cu_{k,eq}$	0	kPa	$\gamma_{k,eq}$	20,0	kN/mc	<b>G</b>	19231	kPa			
TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA																										
$H_{cuneo}$	1,4	m																								
$\phi_{k,eq}$	30	°																								
$c'_{k,eq}$	0	kPa																								
$Cu_{k,eq}$	0	kPa																								
$\gamma_{k,eq}$	20,0	kN/mc																								
<b>G</b>	19231	kPa																								
TIPO DI VERIFICA																										
<b>TIPO DI VERIFICA</b>	<b>1</b>	⇒																								
(1) Drenata	DRENATA																									
(2) Non Drenata																										
<b>FORMULA PER IL CALCOLO DI <math>N_y</math></b>	<b>2</b>																									
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																									
(2) Brinch - Hansen (1970)																										
(3) Vesic (1975)																										
(4) Spangler - Handy (1982)																										
<b>FATTORI CORRETTIVI</b>	<b>2</b>																									
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																									
(2) Brinch - Hansen (1970)																										
(3) Vesic (1970)																										
<b>FATTORI SISMICI</b>	<b>2</b>																									
(1) SI	NO																									
(2) NO																										
<b>VERIFICA IN DIREZIONE</b>	<b>1</b>																									
(1) Y (Momento Mxx e forza FY // B)	B																									
(2) X (Momento Myy e forza FX // L)																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>\phi_{k,eq}</math></td> <td align="center">30</td> <td>°</td> </tr> <tr> <td><math>c'_{k,eq}</math></td> <td align="center">0</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td><math>Cu_{k,eq}</math></td> <td align="center">0</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td><math>D \cdot \gamma</math></td> <td align="center">32</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td><math>\gamma</math></td> <td align="center">10,0</td> <td>kN/mc</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>contributo peso stabilizzante</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>contributo forze di attrito</td> </tr> </tbody> </table>			VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE			$\phi_{k,eq}$	30	°	$c'_{k,eq}$	0	kPa	$Cu_{k,eq}$	0	kPa	$D \cdot \gamma$	32	kPa	$\gamma$	10,0	kN/mc			contributo peso stabilizzante			contributo forze di attrito
VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE																										
$\phi_{k,eq}$	30	°																								
$c'_{k,eq}$	0	kPa																								
$Cu_{k,eq}$	0	kPa																								
$D \cdot \gamma$	32	kPa																								
$\gamma$	10,0	kN/mc																								
		contributo peso stabilizzante																								
		contributo forze di attrito																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">RIEPILOGO VERIFICHE:</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="3">(1) D.M. 14/01/2008</td> </tr> <tr> <td></td> <td align="center"><u>qd (kPa)</u></td> <td align="center"><u>qmax (kPa)</u></td> </tr> <tr> <td></td> <td align="center"><u>verifica</u></td> <td></td> </tr> <tr> <td>(4) A1+M1+R3</td> <td align="center">355</td> <td align="center">121 <b>SI</b></td> </tr> </tbody> </table>			RIEPILOGO VERIFICHE:			(1) D.M. 14/01/2008				<u>qd (kPa)</u>	<u>qmax (kPa)</u>		<u>verifica</u>		(4) A1+M1+R3	355	121 <b>SI</b>									
RIEPILOGO VERIFICHE:																										
(1) D.M. 14/01/2008																										
	<u>qd (kPa)</u>	<u>qmax (kPa)</u>																								
	<u>verifica</u>																									
(4) A1+M1+R3	355	121 <b>SI</b>																								
N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen																										

**Riqualficazione funzionale architettonica dell'interfaccia Porto Città della Spezia  
Intervento di protezione antifonica e relativo inserimento ambientale e  
paesaggistico lungo viale San Bartolomeo**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)									
<b>PROGETTO</b>	Barriere La Spezia			<b>(4) A1+M1+R3</b>					
<b>LIVELLO DI PROGETTAZIONE</b>	Progetto esecutivo								
<b>J.N.</b>	1166								
<b>DATA</b>	22/06/2017								
<b>DESCRIZIONE</b>	Montanti H = 2.4 m - Spazzaneve								
<b>NORMATIVA</b>	(1) D.M. 14/01/2008								
<b>COMBINAZIONE</b>	(4) A1+M1+R3 <b>OK</b>								
COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO									
<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	1	D.M.14/01/2008		X		(1) SLE - RARA            Metodo TA D.M.11/03/1988 (2) A1+M1+R1            Approccio 1 comb. 1 (3) A2+M2+R2            Approccio 1 comb. 2 (4) A1+M1+R3            Approccio 2 (5) SISMA			
(1) D.M. 14/01/2008									
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)		EC7		.		(11) A1+M1+R1            Approccio 1 comb. 1 (12) A2+M2+R1            Approccio 1 comb. 2 (13) A1+M1+R2            Approccio 2 (14) A1+M2+R3            Approccio 3 (15) SISMA			
<b>COMBINAZIONE</b>	4								
<b>D.M.14/01/2008</b>									
<b>EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)</b>	A1		A2		SISMA				
<b>Tipi di carico</b>	<b>SLE</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>	<b>SISMA</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>	<b>SISMA</b>		
Pesi propri	1.3	1	1.3	1	1	1.35	1	1	
Permanenti strutturali	1.3	1	1.3	1	1	1.35	1	1	
Permanenti non strutturali	1.5	1	1.5	1.3	1	1.35	1	1	
Variabili	1.5	1	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1	
<b>Parametri terreno</b>									
<b>tan φ (angolo di attrito)</b>	<b>SLE</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>SISMA</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>SISMA</b>		
1	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25	
<b>c' (coesione apparente)</b>	1	1	1.25	1	1	1.25	1	1.25	
<b>Cu (resistenza non drenata)</b>	1	1	1.4	1	1	1.4	1	1.4	
<b>Resistenze</b>									
<b>Capacità portante</b>	<b>SLE</b>	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>	<b>SISMA</b>	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>	<b>SISMA</b>
2.3	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1
<b>Scorrimento</b>	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1	1.1	1	1
CARICHI DI PROGETTO									
<b>INSERIMENTO CARICHI</b>	2	1		<b>CARICHI CARATTERISTICI</b>			2		
(1) CARICHI CARATTERISTICI									
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO					<b>CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)</b>			<b>INSERIRE CARICHI!!!</b>	
<b>SOLLECITAZIONI DI PROGETTO</b>									
p.p. fond. + p.p. ter. (k) [kN]	2,057								
p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN]	2,674								
N <sub>d</sub> [kN]	767								
F <sub>yd</sub> [kN]	203								
M <sub>xd</sub> [kNm]	496								
F <sub>xd</sub> [kN]	0								
M <sub>yd</sub> [kNm]	0								
<b>SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE</b>									
N <sub>tot</sub> [kN]	3,441								
F <sub>y tot</sub> [kN]	203								
M <sub>x tot</sub> [kNm]	841.1								
F <sub>x tot</sub> [kN]	0								
M <sub>y tot</sub> [kNm]	0								
ex = M <sub>x</sub> / N <sub>tot</sub> (lungo lato B)	0.24								
<b>REAGENTE</b>	<b>0.27</b>								
ey = M <sub>y</sub> / N <sub>tot</sub> (lungo lato L)	0.00								
<b>REAGENTE</b>	<b>5.67</b>								
<b>VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE</b>									
<b>PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI</b>				<b>TIPO DI FONDAZIONE</b>					
φ <sub>k,eq</sub> (angolo di attrito) [°]	30			2 T					
c' <sub>k,eq</sub> (coesione apparente) [kPa]	0			<b>TIPO DI VERIFICA</b>					
C <sub>u,k,eq</sub> (coesione non drenata) [kPa]	0			1 DRENATA					
<b>PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO</b>				<b>CALCOLO DI N<sub>y</sub></b>					
φ <sub>d</sub> (angolo di attrito) [°]	30			2 BRINCH - HANSEN					
c' <sub>d</sub> (coesione apparente) [kPa]	0			<b>FATTORI CORRETTIVI</b>					
C <sub>u,d</sub> (coesione non drenata) [kPa]	0			2 BRINCH - HANSEN					
<b>FATTORI CAPACITA' PORTANTE</b>				<b>DIREZIONE DI CALCOLO</b>					
N <sub>c</sub> PRANDTL (1921)	30.17			1 B					
N <sub>q</sub> PRANDTL (1921)	18.43			2 NO					
N <sub>y</sub>	15.10			<b>FATTORI SISMICI</b>					
				<b>PUNZONAMENTO</b>					
				I <sub>r</sub> (indice di rigidezza) 1332 ⇒ Fattori di punzonamento = 1					
				I <sub>cr</sub> (indice critico) 147					
				<b>FORMULA GENERALE:</b>					
				$q_{ult} = c N_s i_c d_c b_c s_c z_c \Psi_c + q N_s i_q d_q b_q s_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_s i_s d_s b_s z_s \Psi_s$					
<b>FATTORI CORRETTIVI</b>									
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	S <sub>c</sub> 1.00	S <sub>q</sub> 1.00	S <sub>y</sub> 1.00				
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	I <sub>c</sub> 0.86	I <sub>q</sub> 0.86	I <sub>y</sub> 0.81				
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	D <sub>c</sub> 1.33	D <sub>q</sub> 1.47	D <sub>y</sub> 1.00				
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	B <sub>c</sub> 1.00	B <sub>q</sub> 1.00	B <sub>y</sub> 1.00				
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	G <sub>c</sub> 1.00	G <sub>q</sub> 1.00	G <sub>y</sub> 1.00				
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Z <sub>c</sub> 1.00	Z <sub>q</sub> 1.00	Z <sub>y</sub> 1.00				
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψ <sub>c</sub> 1.00	Ψ <sub>q</sub> 1.00	Ψ <sub>y</sub> 1.00				
<b>(A) Componente per coesione - N<sub>c</sub> [kPa]</b>				<b>q<sub>ult</sub> (A+B+C)</b>		817 kPa			
<b>(B) Componente per sovracc - N<sub>q</sub> [kPa]</b>				<b>q<sub>d</sub> (q<sub>ult</sub>/FS)</b>		355 kPa			
<b>(C) Componente per attrito - N<sub>y</sub> [kPa]</b>				<b>Q<sub>ult</sub> (q<sub>ult</sub> x B' x L')</b>		30.870 kN			
				<b>Q<sub>c</sub> (Q<sub>ult</sub>/FS)</b>		13.422 kN			
<b>q<sub>d</sub> (q<sub>ult</sub>/FS)</b>	<b>=</b>	<b>355 kPa</b>	<b>&gt;</b>	<b>q<sub>max</sub></b>	<b>=</b>	<b>121 kPa</b>	<b>VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA</b>		
<b>t<sub>d</sub> (τ<sub>ult</sub>/FS)</b>	<b>=</b>	<b>33 kPa</b>	<b>&gt;</b>	<b>t<sub>max</sub></b>	<b>=</b>	<b>4 kPa</b>	<b>VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA</b>		
<b>Ms/Mr</b>	<b>=</b>	<b>2.27</b>	<b>&gt;</b>		<b>=</b>	<b>1</b>	<b>VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU SODDISFATTA</b>		

15.1.3 TRAVE DI FONDAZIONE ESISTENTE – TRATTO MONTANTI H. 2.90M

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI											
<b>PROGETTO</b>	-										
<b>LIVELLO DI PROGETTAZIONE</b>	Progetto esecutivo										
<b>J.N.</b>	-										
<b>DATA</b>	-										
<b>DESCRIZIONE</b>	Montanti H = 2.9 m										
GEOMETRIA FONDAZIONE											
<b>TIPO DI FONDAZIONE :</b>	<b>2</b>	T									
(1) Plinto / Platea											
(2) Trave											
<b>L</b> (lato maggiore fondazione)	<b>68</b>	m									
<b>B</b> (lato minore fondazione)	<b>1,6</b>	m									
<b>H</b> (altezza fondazione)	<b>0,5</b>	m									
<b>l</b> (lato maggiore dado)	<b>68</b>	m									
<b>b</b> (lato minore dado)	<b>0,35</b>	m									
<b>h1</b> (altezza dado)	<b>1,2</b>	m									
<b>D</b> (altezza terreno stabilizzante)	<b>1,7</b>	m									
$\gamma_{fon}$ (peso specifico fondazione)	<b>25</b>	kN/mc									
$\gamma_{terr}$ (peso spec. terreno sopra fond.)	<b>20</b>	kN/mc									
$\alpha$ (angolo inclinazione fondazione > 0)	<b>0</b>	°									
$\beta$ (angolo inclinazione pendio > 0)	<b>0</b>	°									
$a_g/g$ (accelerazione sismica orizz.)	<b>0,000</b>										
<b>S</b> (coeff. stratigrafico)	<b>0,0</b>										
<b>Punto Applicazione forze esterne</b>	<b>1</b>										
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1											
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2											
Braccio Forze esterne	1,7	m									
Volume cls fondazione	83	mc									
Volume terreno sopra fondazione	102	mc									
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	2074	kN									
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	2040	kN									
P.P.1 + P.P.2	4114	kN									
											
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO											
<b>QUOTA FALDA DA P.C.</b>	<b>1,5</b>	m									
hw (quota falda da p.c. > 0)											
<b>TERRENO TIPO 1</b>											
$\gamma_{k1}$ (peso specifico naturale terreno)	<b>20,0</b>	kN/mc									
<b>TERRENO TIPO 2</b>											
d2 (spessore strato)	<b>1,5</b>	m									
$\phi'_{k2}$ (angolo di attrito)	<b>30</b>	°									
c'k2 (coesione efficace)	<b>0</b>	kPa									
Cu k2 (coesione non drenata)	<b>0</b>	kPa									
$\gamma_{k2}$ (peso specifico naturale)	<b>20</b>	kN/mc									
<b>G</b> (modulo di elasticità trasversale)	<b>19231</b>	kPa									
<b>TERRENO TIPO 3</b>											
$\phi'_{k3}$ (angolo di attrito)	<b>24</b>	°									
c'k3 (coesione efficace)	<b>0</b>	kPa									
Cu k3 (coesione non drenata)	<b>0</b>	kPa									
$\gamma_{k3}$ (peso specifico naturale)	<b>19,0</b>	kN/mc									
<b>G</b> (modulo di elasticità trasversale)	<b>5769</b>	kPa									
											
			<b>TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA</b>								
Hcuneo	1,4	m									
$\phi_{k,eq}$	30	°									
c'k,eq	0	kPa									
Cu k,eq	0	kPa									
$\gamma_{k,eq}$	20,0	kN/mc									
G	19231	kPa									
TIPO DI VERIFICA											
<b>TIPO DI VERIFICA</b>	<b>1</b>	⇒	<b>VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE</b>								
(1) Drenata	DRENATA		$\phi_{k,eq}$ 30 °								
(2) Non Drenata			c'k,eq 0 kPa								
			Cu k,eq 0 kPa								
			D - $\gamma$ 32 kPa contributo peso stabilizzante								
			$\gamma$ 10,0 kN/mc contributo forze di attrito								
<b>FORMULA PER IL CALCOLO DI N<sub>y</sub></b>	<b>2</b>										
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN										
(2) Brinch - Hansen (1970)											
(3) Vesic (1975)											
(4) Spangler - Handy (1982)											
<b>FATTORI CORRETTIVI</b>	<b>2</b>										
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN										
(2) Brinch - Hansen (1970)											
(3) Vesic (1970)											
<b>FATTORI SISMICI</b>	<b>2</b>										
(1) SI	NO										
(2) NO											
<b>VERIFICA IN DIREZIONE</b>	<b>1</b>										
(1) Y (Momento Mxx e forza FY // B)	B										
(2) X (Momento Myy e forza FX // L)											
			<b>RIEPILOGO VERIFICHE:</b>								
			(1) D.M. 14/01/2008								
			<table border="1" style="width: 100%;"><thead><tr><th></th><th>qd (kPa)</th><th>qmax (kPa)</th><th>verifica</th></tr></thead><tbody><tr><td>(4) A1+M1+R3</td><td>372</td><td>104</td><td>SI</td></tr></tbody></table>		qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica	(4) A1+M1+R3	372	104	SI
	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica								
(4) A1+M1+R3	372	104	SI								
			N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen								

**Riqualficazione funzionale architettonica dell'interfaccia Porto Città della Spezia  
Intervento di protezione antifonica e relativo inserimento ambientale e  
paesaggistico lungo viale San Bartolomeo**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)																									
<b>PROGETTO</b>	-																								
<b>LIVELLO DI PROGETTAZIONE</b>	Progetto esecutivo	<b>(4) A1+M1+R3</b>																							
<b>J.N.</b>	-																								
<b>DATA</b>	-																								
<b>DESCRIZIONE</b>	Montanti H = 2.9 m																								
<b>NORMATIVA</b>	(1) D.M. 14/01/2008																								
<b>COMBINAZIONE</b>	(4) A1+M1+R3	<b>OK</b>																							
COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO																									
<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	1	}	D.M.14/01/2008	}	(1) SLE - RARA	Metodo TA D.M.11/03/1988																			
(1) D.M. 14/01/2008					(2) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1																			
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)					(3) A2+M2+R2	Approccio 1 comb. 2																			
<b>COMBINAZIONE</b>	4	}	EC7	}	(4) A1+M1+R3	Approccio 2																			
					(5) SISMA																				
					(11) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1																			
					(12) A2+M2+R1	Approccio 1 comb. 2																			
					(13) A1+M1+R2	Approccio 2																			
					(14) A1+M2+R3	Approccio 3																			
					(15) SISMA																				
TIPO DI CARICO																									
		D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)																		
		SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA																	
<b>Pesi propri</b>	1.3	1	1.3	1	1	1.35	1	1																	
<b>Permanenti strutturali</b>	1.3	1	1.3	1	1	1.35	1	1																	
<b>Permanenti non strutturali</b>	1.5	1	1.5	1.3	1	1.35	1	1																	
<b>Variabili</b>	1.5	1	1.5	1.3	1	1.5	1.3	1																	
PARAMETRI TERRENO																									
		SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA																	
<b>tan δ (angolo di attrito)</b>	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1																	
<b>c' (coesione apparente)</b>	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1																	
<b>Cu (resistenza non drenata)</b>	1	1	1	1.4	1	1	1.4	1																	
RESISTENZE																									
		SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA															
<b>Capacità portante</b>	2.3	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1															
<b>Scorrimento</b>	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1	1															
CARICHI DI PROGETTO																									
<b>INSERIMENTO CARICHI</b>	2	CARICHI CARATTERISTICI				CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)																			
(1) CARICHI CARATTERISTICI		<table border="1" style="margin: auto;"> <tr><th>Gk</th><th>Qk</th></tr> <tr><td>900.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> </table>				Gk	Qk	900.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	<table border="1" style="margin: auto;"> <tr><th>Gd + Qd</th></tr> <tr><td>1170.0</td></tr> <tr><td>285.0</td></tr> <tr><td>803.0</td></tr> <tr><td>0.0</td></tr> </table>					Gd + Qd	1170.0	285.0	803.0	0.0
Gk	Qk																								
900.0	0.0																								
0.0	0.0																								
0.0	0.0																								
0.0	0.0																								
Gd + Qd																									
1170.0																									
285.0																									
803.0																									
0.0																									
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO																									
<b>SOLLECITAZIONI DI PROGETTO</b>																									
p.p. fond. + p.p. ter. (k) [kN]	4.114																								
p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN]	5.348																								
N <sub>d</sub> [kN]	1.170																								
Fy <sub>d</sub> [kN]	285																								
M <sub>x,d</sub> [kNm]	803																								
F <sub>x,d</sub> [kN]	0																								
My <sub>d</sub> [kNm]	0																								
<b>SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE</b>																									
N <sub>tot</sub> [kN]	6.518																								
Fy <sub>tot</sub> [kN]	285																								
M <sub>x,tot</sub> [kNm]	1287.5																								
F <sub>x,tot</sub> [kN]	0																								
My <sub>tot</sub> [kNm]	0																								
ex = M <sub>x</sub> / N <sub>tot</sub> (lungo lato B)	0.20																								
<b>REAGENTE</b>	0.27																								
ey = My / N <sub>tot</sub> (lungo lato L)	0.00																								
<b>REAGENTE</b>	11.33																								
VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE																									
<b>PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI</b>																									
φ <sub>keq</sub> (angolo di attrito) [°]	30																								
c' <sub>keq</sub> (coesione apparente) [kPa]	0																								
Cu <sub>keq</sub> (coesione non drenata) [kPa]	0																								
<b>PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO</b>																									
φ <sub>d</sub> (angolo di attrito) [°]	30																								
c' <sub>d</sub> (coesione apparente) [kPa]	0																								
Cu <sub>d</sub> (coesione non drenata) [kPa]	0																								
<b>FATTORI CAPACITA' PORTANTE</b>																									
N <sub>c</sub> PRANDTL (1921)	30.17																								
N <sub>q</sub> PRANDTL (1921)	18.43																								
N <sub>γ</sub>	15.10																								
<b>TIPO DI FONDAZIONE</b>	2	T																							
<b>TIPO DI VERIFICA</b>	1	DRENATA																							
<b>CALCOLO DI N<sub>y</sub></b>	2	BRINCH - HANSEN																							
<b>FATTORI CORRETTIVI</b>	2	BRINCH - HANSEN																							
<b>DIREZIONE DI CALCOLO</b>	1	B																							
<b>FATTORI SISMICI</b>	2	NO																							
<b>PUNZONAMENTO</b>																									
Ir (indice di rigidezza)	1332					Fattori di punzonamento = 1																			
Icr (indice critico)	149																								
<b>FORMULA GENERALE :</b>		$q_{ult} = cN_{c,c} s_{i,c} d b g_c z \Psi_c + qN_{q,q} s_{i,q} d b g_q z \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,\gamma} s_{i,\gamma} d b g_{\gamma} z \Psi_{\gamma}$																							
<b>FATTORI CORRETTIVI</b>																									
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	S <sub>c</sub>	1.00	S <sub>q</sub>	1.00	S <sub>γ</sub>	1.00																	
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	I <sub>c</sub>	0.89	I <sub>q</sub>	0.90	I <sub>γ</sub>	0.86																	
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	D <sub>c</sub>	1.33	D <sub>q</sub>	1.47	D <sub>γ</sub>	1.00																	
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	B <sub>c</sub>	1.00	B <sub>q</sub>	1.00	B <sub>γ</sub>	1.00																	
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	G <sub>c</sub>	1.00	G <sub>q</sub>	1.00	G <sub>γ</sub>	1.00																	
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Z <sub>c</sub>	1.00	Z <sub>q</sub>	1.00	Z <sub>γ</sub>	1.00																	
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψ <sub>c</sub>	1.00	Ψ <sub>q</sub>	1.00	Ψ <sub>γ</sub>	1.00																	
(A) Componente per coesione - N <sub>c</sub> [kPa]	0	⇒	q <sub>ult</sub> (A+B+C)	857 kPa																					
(B) Componente per sovracc - N <sub>q</sub> [kPa]	778	⇒	q <sub>d</sub> (q <sub>ult</sub> /FS)	372 kPa																					
(C) Componente per attrito - N <sub>γ</sub> [kPa]	78	⇒	Q <sub>ult</sub> (q <sub>ult</sub> x B' x L')	70.189 kN																					
			Q <sub>d</sub> (Q <sub>ult</sub> /FS)	30.517 kN																					
<b>q<sub>d</sub> (q<sub>ult</sub>/FS)</b>	=	<b>372 kPa</b>	>	<b>q<sub>max</sub> = 104 kPa</b>	<b>VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA</b>																				
<b>t<sub>d</sub> (τ<sub>ult</sub>/FS)</b>	=	<b>31 kPa</b>	>	<b>t<sub>max</sub> = 3 kPa</b>	<b>VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA</b>																				
<b>Ms/Mr</b>	=	<b>2.80</b>	>	<b>1</b>	<b>VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU SODDISFATTA</b>																				