



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 1A

Relazione di calcolo delle strutture

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
1	16/02/2018	1166_PE-1A-001_1.doc	Riscontro lettera AP no.1653 del 01/02/2018	A. Pagin	T. Tassi
2	13/04/2018	1166_PE-1A-001_2.doc	Riscontro lettera AP prot. no.5187 del 27/03/2018	A. Pagin	T. Tassi
3					
4					
5					

ELABORATO N.

PE-1A-001

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

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	OGGETTO	4
1.2	GENERALITA'	5
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	6
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	9
3.1	RACCOMANDAZIONI	9
3.2	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	9
3.3	NORME NAZIONALI.....	9
3.4	NORME EUROPEE	9
4	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	10
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
5.1	CALCESTRUZZO PER NUOVE OPERE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE.....	11
5.2	ACCIAIO	11
5.2.1	ACCIAIO PER ARMATURA	11
5.2.2	ACCIAIO PER ARMATURA MICROPALI	12
5.2.3	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA	12
5.2.4	BULLONI	12
5.2.5	TIRAFONDI	12
5.2.6	SALDATURE	12
5.3	ALLUMINIO	12
6	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI IN SITO ..	13
6.1	CAMPAGNA DI INDAGINE E LIVELLO DI CONOSCENZA.....	13
6.2	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI.....	14
7	CONDIZIONI DI CARICO.....	15
7.1	PESO PROPRIO	15
7.2	CARICHI ACCIDENTALI	15
7.3	VENTO.....	16
7.4	SISMA	18
8	COMBINAZIONI DI CARICO	21
8.1	COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO	21
8.2	COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	21
8.3	CASI DI CARICO.....	22
8.3.1	BARRIERA DI ALTEZZA 4.50M	22
8.3.2	BARRIERA DI ALTEZZA 6.00M	23
9	VERIFICHE SLU STRUTTURALI.....	24
9.1	SLU- FLESSIONE	24
9.2	SLU - TAGLIO	24
10	VERIFICHE GEOTECNICHE	26
10.1	OPERE DI FONDAZIONE SUPERFICIALI.....	26
10.1.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	26
10.1.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	27
10.2	OPERE DI FONDAZIONE PROFONDE – PALI.....	27
10.2.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	27
10.2.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	30
11	PROGETTAZIONE DELLE OPERE GEOTECNICHE IN ZONA	
SISMICA 31		
11.1	RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO	31
11.1.1	RISPOSTA SISMICA LOCALE	31
11.1.2	AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	31
11.1.3	AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	31

11.2	FONDAZIONI.....	31
11.3	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)	33
11.3.1	FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	33
11.3.2	FONDAZIONI SU PALI	34
12	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	35
13	DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE STRUTTURALI BARRIERA H.	
4.50M	36	
13.1	VERIFICHE DI RESISTENZA DEI MONTANTI IN ACCIAIO	37
13.2	VERIFICHE DI DEFORMABILITA' DEI MONTANTI IN ACCIAIO	41
13.3	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTI A TUTTA ALTEZZA.....	42
13.3.1	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE TIPOLOGICO	44
13.3.2	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTI M03, M04 E M243	47
13.4	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTI SU MURO	49
13.4.1	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE TIPOLOGICO	51
13.4.2	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTE M05, M06, M241 E M245	54
13.4.3	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTE M02 E M244	57
13.5	VERIFICA DEI CORRENTI Z 100X60X4MM	60
13.6	VERIFICA DEI PROFILI A C 70X70X3.5MM	62
13.7	VERIFICA DEI PROFILI A SBALZO DELLA STRUTTURA SECONDARIA	63
13.7.1	PROFILO CONTINUO Z 100X60X4MM	64
13.7.2	PROFILO L75X50X4MM	66
13.8	VERIFICA DEI PROFILI IN ALLUMINIO	68
14	DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE STRUTTURALI BARRIERA H.	
6.00M	70	
14.1	VERIFICHE DI RESISTENZA DEI MONTANTI IN ACCIAIO	71
14.2	VERIFICHE DI DEFORMABILITA' DEI MONTANTI IN ACCIAIO	75
14.3	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTI A TUTTA ALTEZZA.....	77
14.3.1	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE TIPOLOGICO	78
14.3.2	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTI M55 E M101	80
14.3.3	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTE M102	82
14.4	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTI SU MURO	84
14.4.1	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE TIPOLOGICO	85
14.4.2	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTE M54	89
14.4.3	VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTE M103	92
14.5	VERIFICA DEI CORRENTI Z 100X60X4MM	95
14.6	VERIFICA DEI PROFILI A C 70X70X3.5MM	96
14.7	VERIFICA DEI PROFILI A SBALZO DELLA STRUTTURA SECONDARIA	97
14.7.1	PROFILO CONTINUO Z 100X60X4MM	98
14.7.2	PROFILO L75X50X4MM	100
14.8	VERIFICA DEI PROFILI IN ALLUMINIO	102
15	CARICHI AGENTI SULLE OPERE DI FONDAZIONE	104
15.1	CARICHI AGENTI BARRIERA H. 4.50M (FONDAZIONE DIRETTA)	104
15.1.1	SEZIONE CORRENTE - BARRIERA CIECA	104
15.1.2	SEZIONE CORRENTE - BARRIERA VETRATA.....	105
15.1.3	TRATTO DI BORDO LATO OVEST	105
15.1.4	TRATTO DI BORDO LATO EST.....	105
15.2	CARICHI AGENTI BARRIERA H. 6.00M (MICROPALI)	106
15.2.1	SEZIONE CORRENTE - BARRIERA CIECA	106
15.2.2	SEZIONE CORRENTE - BARRIERA VETRATA.....	106
15.2.3	TRATTO DI BORDO - BARRIERA CIECA	107
15.2.4	TRATTO DI BORDO - BARRIERA VETRATA.....	107
15.2.5	TRATTO DI BORDO - M54 - CIECO	107
15.2.6	TRATTO DI BORDO - M102 - VETRATO	107

16	VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DELLA TRAVE DI FONDAZIONE NEL TRATTO DI BARRIERA CON H. 4.50M	108
16.1.1	TRAVE DI FONDAZIONE ESISTENTE – SEZIONE CORRENTE – BARRIERA CIECA.....	110
16.1.2	TRAVE DI FONDAZIONE ESISTENTE – SEZIONE CORRENTE – BARRIERA VETRATA	114
16.1.3	TRAVE DI FONDAZIONE ALLARGATA – ZONA DI BORDO LATO OVEST.....	118
16.1.4	TRAVE DI FONDAZIONE ALLARGATA – ZONA DI BORDO LATO EST	120
17	VERIFICHE STRUTTURALI DELLA TRAVE DI FONDAZIONE NEL TRATTO DI BARRIERA CON H. 4.50M	122
18	VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEI MICROPALI NEL TRATTO DI BARRIERA CON H. 6.00M	124
19	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MICROPALI NEI CONFRONTI DELLE AZIONI ORIZZONTALI NEL TRATTO DI BARRIERA CON H. 6.00M	129
19.1.1	SEZIONE CORRENTE E TRATTO DI BORDO – MONTANTI CIECHI	132
19.1.2	SEZIONE CORRENTE – MONTANTE VETRATO	133
19.1.3	TRATTO DI BORDO – MONTANTE VETRATO	134
19.1.4	TRATTO DI BORDO – M54, M102.....	135
20	INTERAZIONE CON IL TERRENO DEI MICROPALI SOLLECITATI IN TESTA DA MOMENTO E TAGLIO NEL TRATTO DI BARRIERA CON H. 6.00M	136
20.1.1	SEZIONE CORRENTE – MONTANTI CIECHI	137
20.1.2	SEZIONE CORRENTE – MONTANTE VETRATO	138
20.1.3	TRATTO DI BORDO – MONTANTE CIECO.....	139
20.1.4	TRATTO DI BORDO – MONTANTE VETRATO	140
20.1.5	TRATTO DI BORDO – M54	141
20.1.6	TRATTO DI BORDO – M102	142
21	MICROPALI IN CORRISPONDENZA DEI MONTANTI M02, M03, M04, M243, M244 NEL TRATTO DI BARRIERA CON H. 4.50M.....	143

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 1A, di seguito riportato.

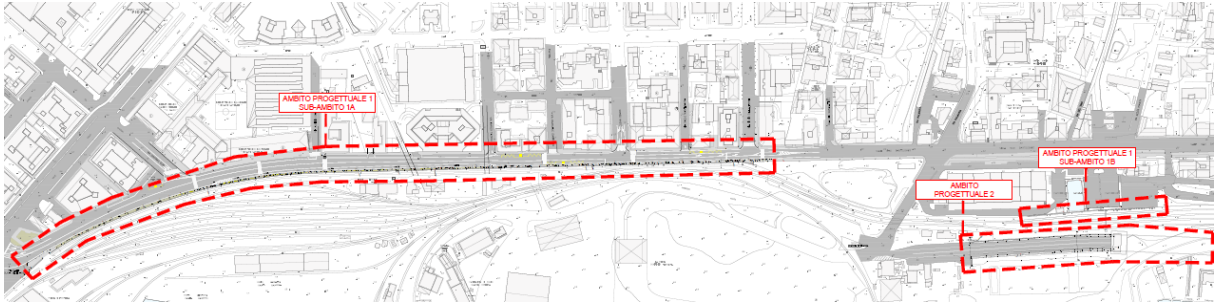


Figura 1 - Individuazione degli ambiti di progetto



Figura 2 - Individuazione dell'ambito 1A

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 iniluppo 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.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Si prevede l'installazione di una protezione antifonica avente la finalità di mitigare il rumore prodotto dall'esercizio dell'attuale impianto ferroviario e la contestuale riqualificazione funzionale, architettonica e paesaggistica del tratto marginale sud di Viale San Bartolomeo, compreso tra via San Cipriano e via Giulio della Torre. La nuova protezione antifonica relativa al sub-ambito 1A si estenderà per uno sviluppo complessivo di circa 732 metri.

Sono previste due altezze del manufatto (4.50m e 6.00m): quello di altezza 4.50m (tipologia a) dal piano calpestabile del marciapiede è suddiviso in tre ordini di altezza da 1.50m ciascuno, dove il terzo ordine (da 3.00 a 4.50m) ospita il tamponamento in lastre in vetro stratificato di sicurezza fonoisolante, mentre il primo e secondo (da 0m a 3.00m) prevedono l'impiego di elementi opachi fonoassorbenti così suddivisi:

- Sul lato porto, si prevede un pannello metallico prefabbricato fonoassorbente e fonoisolante realizzato in lamiera d'acciaio prezzinato, supportato da montanti (primari) in acciaio zincato con interasse di posa 3.00m;
- Sul lato strada, si prevedono pannelli fonoassorbenti e fonoisolanti con rivestimento esterno in lamiera bilanciata microforata; tali elementi sono fissati a montanti verticali (secondari); è prevista anche l'installazione di pannelli attrezzati per verde verticale realizzati con telai preassemblati e sovrastante pacchetto tecnico in cui radicano le essenze vegetali e completi di impianto di irrigazione.

Il basamento della barriera è caratterizzato dalla parziale demolizione e ricostruzione del muro esistente.

Per quanto riguarda il manufatto di altezza 6.00m (tipologia b), la sezione è suddivisa in quattro ordini regolari di altezza pari a 1.50m ciascuno: il III e IV ordine (da 3.00m a 6.00m) prevedono il tamponamento con lastre in vetro stratificato di sicurezza fonoisolante, mentre gli ordini inferiori (dal livello del suolo all'altezza di 3.00m dal piano campagna) prevedono i medesimi elementi di cui alla tipologia a. Date le maggiori altezze il basamento della barriera verrà realizzato mediante la demolizione del muro esistente ed una parziale ricostruzione; per ciascun montante sarà predisposto almeno un micropalo.

Nei tratti afferenti alle tipologie (a) e (b) si prevede il rivestimento del muro di sostegno lato porto con elementi fonoassorbenti tipo fonoleca quadro. In corrispondenza delle alberature si applica la tipologia (c), con demolizione del muro esistente fino ad un'altezza di 20cm e l'impiego di montanti verticali accoppiati a supporto di una partizione verticale trasparente in vetro stratificato con adeguate caratteristiche di fonoisolamento.

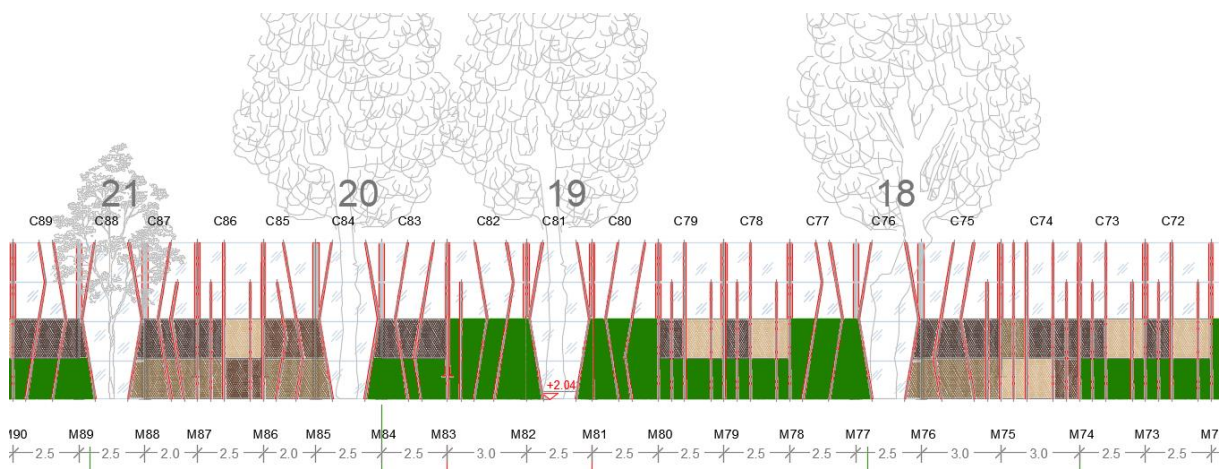


Figura 3 – Prospetto di un tratto dell'ambito 1A
con individuazione di una porzione verde, una cieca e una mista

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

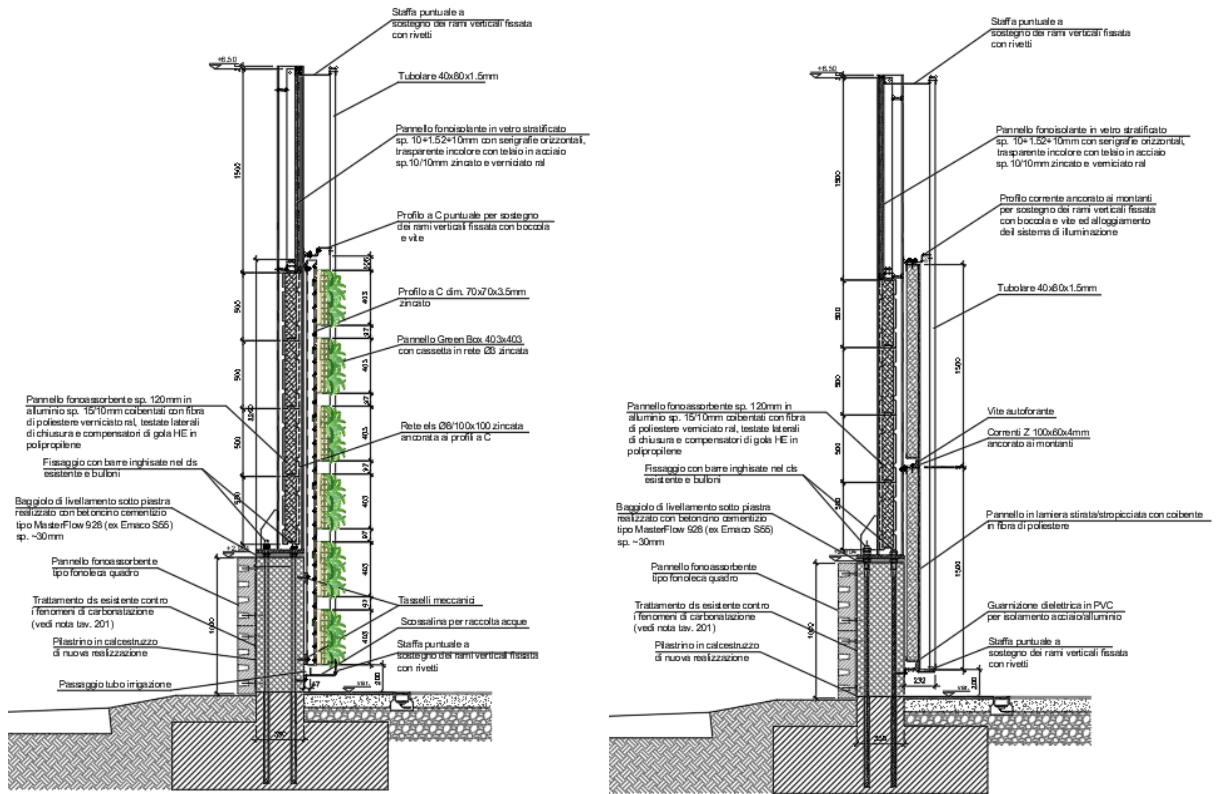


Figura 4 – Sezioni tipiche dell'ambito 1A: verde e cieca con pannelli lato ferrovia

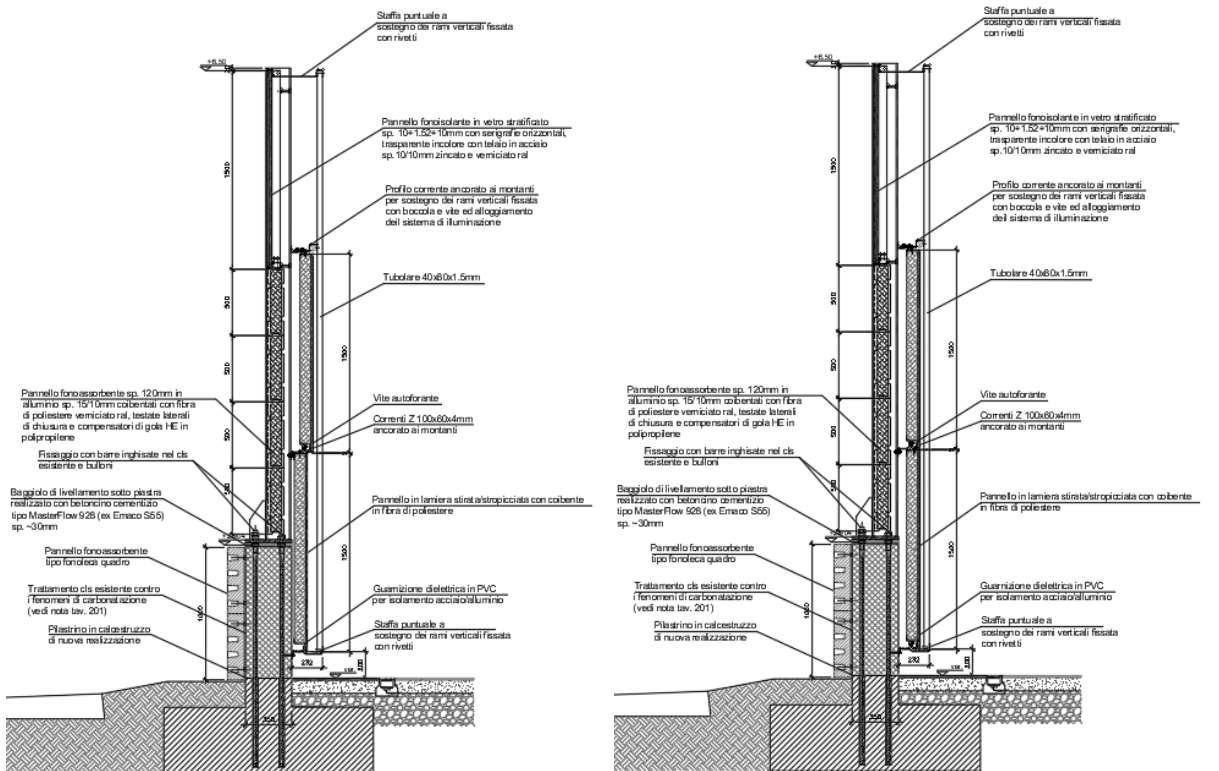


Figura 5 – Sezioni tipiche dell'ambito 1A: cieca con pannelli sfalsati e pannelli lato strada

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

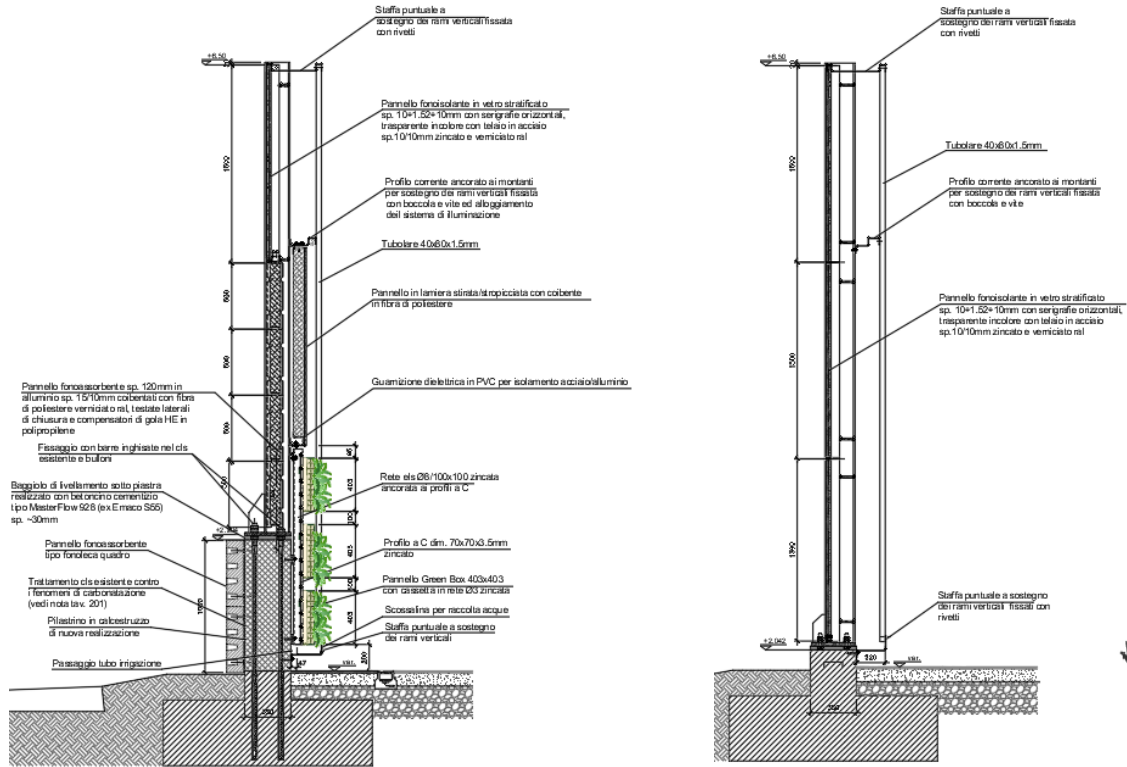


Figura 6 – Sezioni tipiche dell'ambito 1A: mista cieca-verde e vetrata

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

3.1 RACCOMANDAZIONI

- Raccomandazioni AGI sui pali di fondazione (1984).

3.2 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 - *"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"*.
- 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.
- CNR DT 208:2011 - *"Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture di alluminio"*.

3.3 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"*.

3.4 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 prescrive la determinazione di vita nominale e classe d'uso (vedere § 2.4).

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 ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

$V_N = 50$ anni

In riferimento alle conseguenze di un eventuale collasso o di una perdita di operatività dell'opera (§2.4.2/3 D.M. 14.01.2008), 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 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
Copriferro minimo di progetto:	45	mm

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 PER ARMATURA MICROPALI

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 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 $\epsilon_t \geq 22\%$

5.2.4 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

5.2.5 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 $f_{yb} \geq 640 \text{ MPa}$

5.2.6 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.

5.3 ALLUMINIO

Lega EN AW 6060 secondo CNR-DT 208/2011:

- Carico limite di elasticità $\geq 60 \text{ MPa}$
- Carico di rottura a trazione $\geq 120 \text{ MPa}$
- Allungamento % 16%

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 estese verifiche in-situ o 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 1A 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" (Allegato 1);
- 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" (Allegato 2).

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

AMBITO 1A						
SONREB						
Sigla indagine	Sclerometro	Velocità	Norme RILEM	SONREB		Media Sonreb R _{cub} [MPa]
	Media indice di rimbalzo	sonica [m/s]		Gasparik	Di Leo-Pascale	
S1A_1	32.0	4000	27.5	27.9	30.4	28.6
S1A_2	26.0	4030	21.0	21.8	24.8	22.5
S1A_3	30.0	3840	22.6	23.9	25.7	24.0
R _{cm,sonreb} [MPa]						25.0
f _{cm,sonreb} [MPa]						20.8
CAROTAGGI						
Sigla provino	Lunghezza carota [cm]	Dimensioni [mm]		Massa volumica [kg/m ³]	Resistenza a compressione or [MPa]	Profondità di carbonatazione [cm]
		Φ	h			
L1A_1	15	74	74	2310	17.1	7.0
L1A_2	15.5	74	74	2310	20.6	5.5
L1A_3	16	74	74	2260	23.0	8.0
f _{cm,carote} [MPa]					20.2	

PARAMETRI DI PROGETTO AMBITO 1A	f _{cm}	20.4	MPa	resistenza a compressione media
	f _{ck}	12.4	MPa	resistenza a compressione caratteristica
	f _{cd}	8.2	MPa	resistenza a compressione di progetto
	f _{ctm}	1.6	MPa	resistenza a trazione media

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

$$\text{Resistenza a compressione: } f_{ck} = \frac{f_{cm} - 8}{FC} = \frac{20.4 - 8}{1} = 12.4 \text{ MPa}$$

$$\text{Resistenza a trazione: } f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot 12.4^{2/3} = 1.1 \text{ MPa}$$

7 CONDIZIONI DI CARICO

7.1 PESO PROPRIO

I pesi propri sono determinati sulla base dei seguenti pesi specifici dei materiali:

$\gamma_{cls,armato} =$	25.00 kN/m ³
$\gamma_{acciaio} =$	78.00 kN/m ³
$\gamma_{terreno} =$	20.00 kN/m ³

Per i pannelli costituenti la barriera si fa riferimento ai seguenti pesi al m²:

Vetro (10mm+1.52 PVB+10mm)	0.50 kN/m ²
Verde	1.00 kN/m ²
Pannelli fonoassorbenti interni	0.20 kN/m ²
Pannelli fonoassorbenti esterni	0.16 kN/m ²

I montanti della barriera sono costituiti da profili HEA in acciaio, con i seguenti pesi al metro lineare:

HEA 160	0.304 kN/m
HEA 180	0.355 kN/m
HEA 200	0.423 kN/m
HEA 220	0.505 kN/m
HEA 240	0.603 kN/m
HEB 240	0.830 kN/m

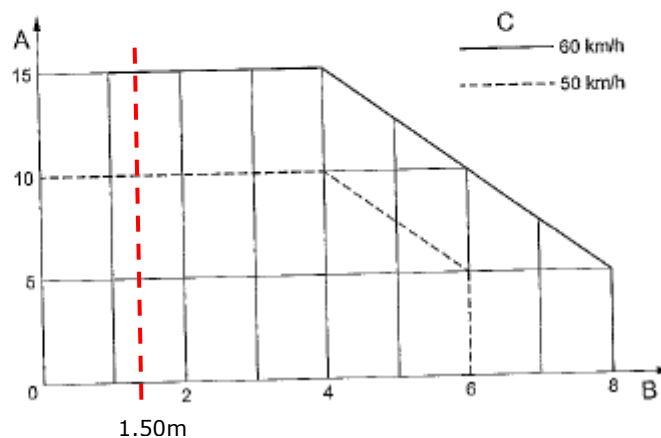
7.2 CARICHI ACCIDENTALI

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 x 2 m, in F (kN)
- B Distanza x 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

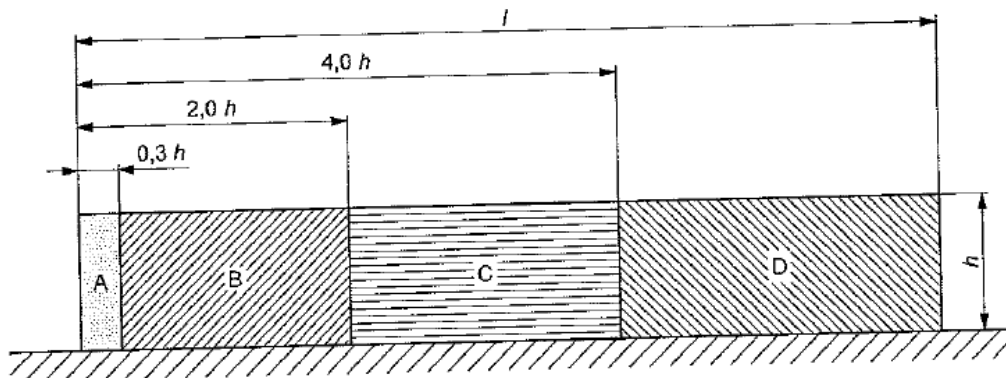
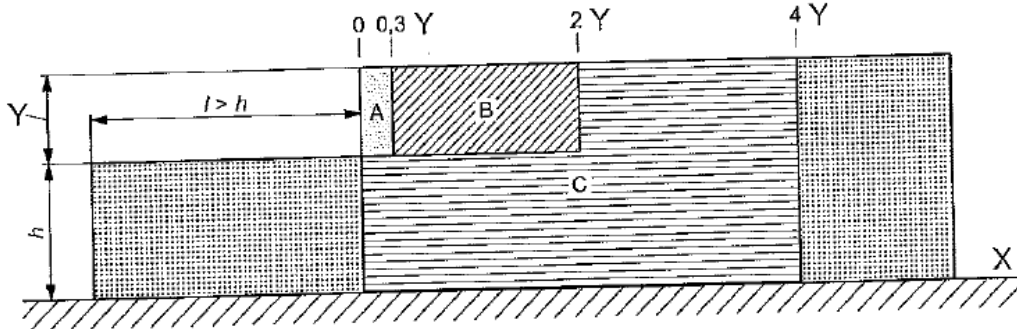


figura A.2 Dimensioni delle zone di un dispositivo di riduzione del rumore con differenze di altezza in lunghezza

Legenda

X mv

Y h_{zone}



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	
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:

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

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:

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

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/m ²]	0.49			
	A	B	C	D
c_p	3.4	2.8	1.7	1.2
q_{vento} [kN/mq]	2.72	2.24	1.36	0.96
AMBITO 1A				
Barriera di altezza 4.50m				
Linfluenza [m]	1.35	7.65	9	
Ltot [m]	1.35	9.00	18.00	

Barriera di altezza 6.00m			
Linfluenza [m]	1.8	10.2	12
Ltot [m]	1.80	12.00	24.00

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 rigidezza 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza 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"

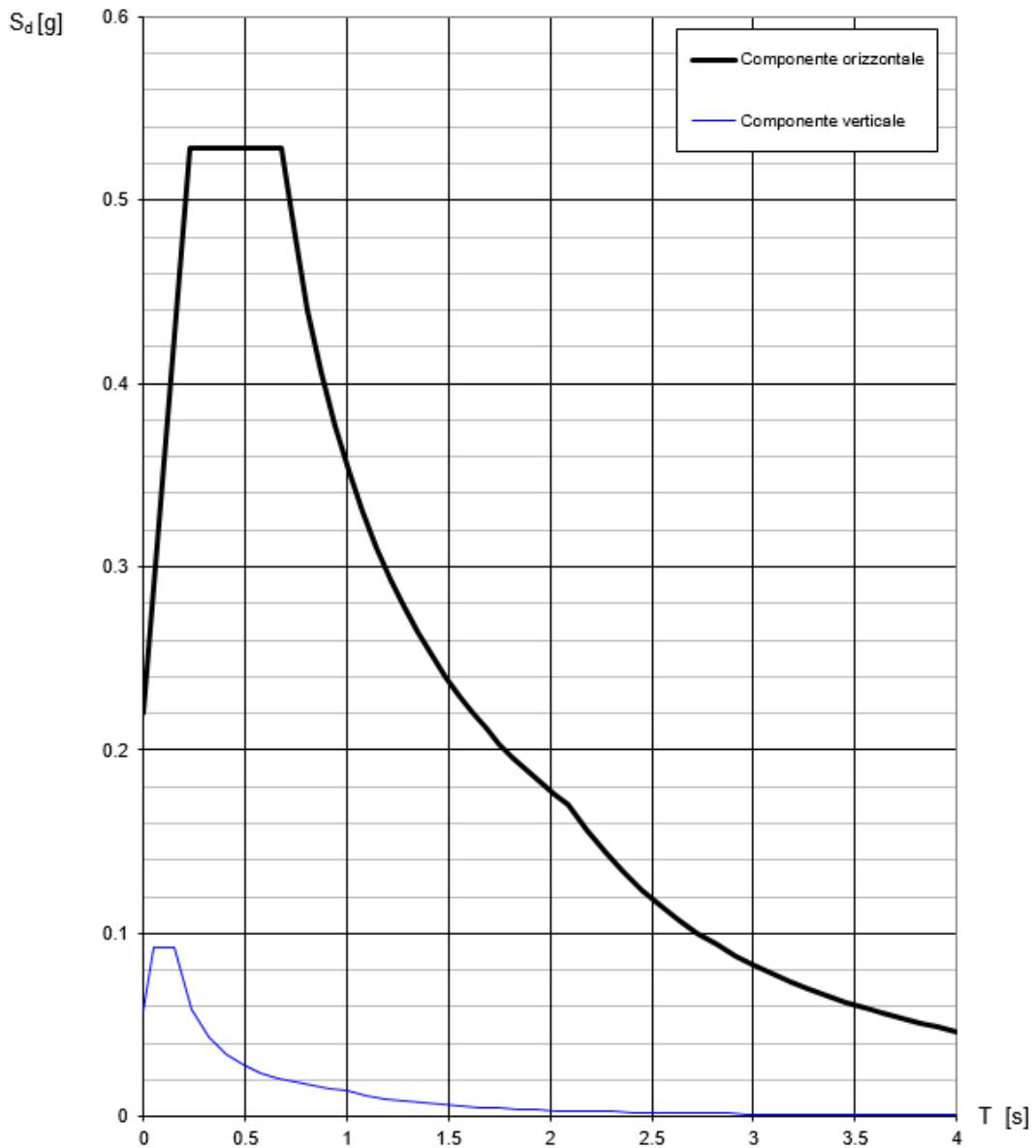
Il terreno è classificato in categoria D secondo D.M. 14.01.2008.

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_o	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:

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



La forza statica equivalente applicata ad un montante del tratto vetrato di 6.00m è infatti pari a:

$$F_{eq,sisma} = \frac{M_{tot} \cdot S_d}{g} = \frac{[0.832 \cdot 6.00 + 6 \cdot (0.50 \cdot 1.25 + 1.20 \cdot 1.50)] \cdot 0.53g}{g} = 10.36kN$$

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

$$F_{vento} = p \cdot h \cdot i_{max} = 0.96 \cdot 6.00 \cdot 2.75 = 15.84kN$$

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:

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

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

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

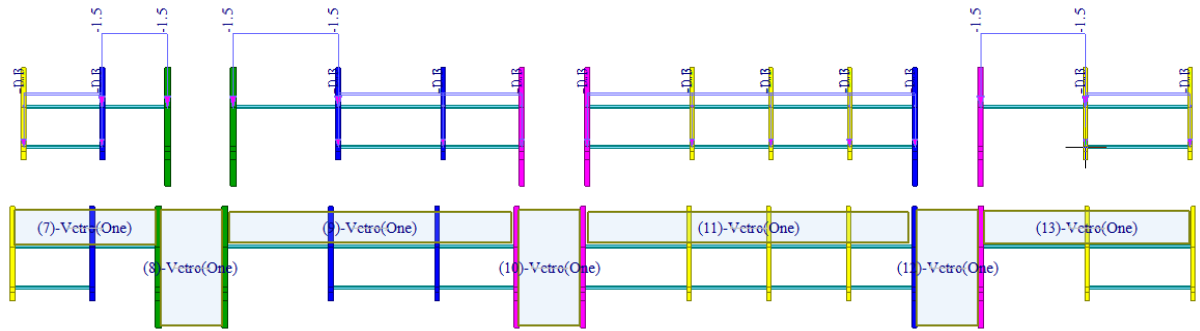
con il seguente significato dei simboli:

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

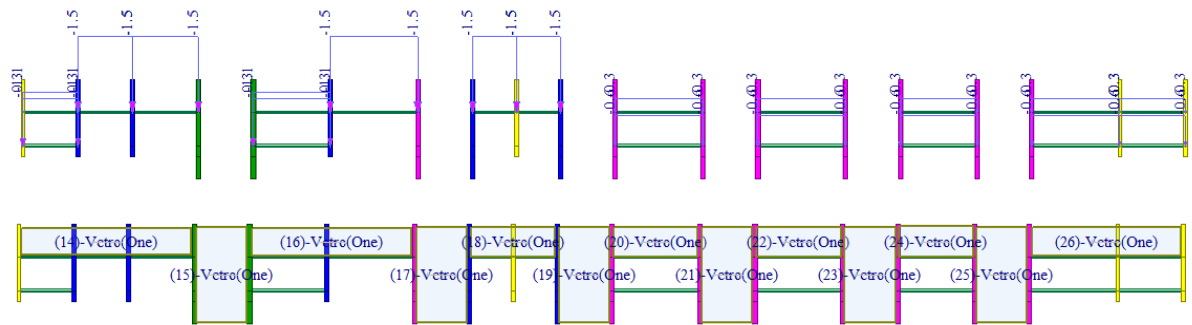
8.3 CASI DI CARICO

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

8.3.1 BARRIERA DI ALTEZZA 4.50m Sovraccarico Permanente

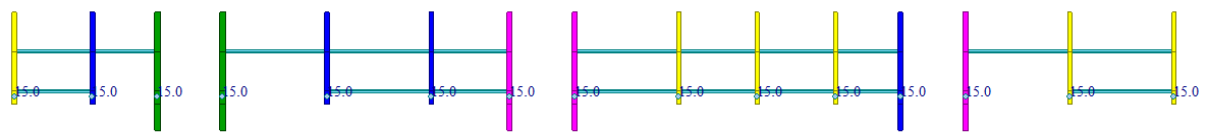


**Figura 7 - Sovraccarico permanente barriera h. 4.50m – tratto ovest da M01 a M15
(1.00 kN/m² verde, 0.20 kN/m² pannello cieco e 0.50 kN/m² pannello vetrato)**

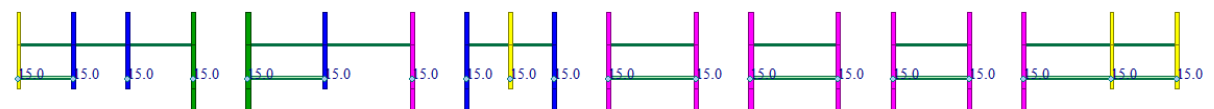


**Figura 8 - Sovraccarico permanente barriera h. 4.50m – tratto est da M246 a M228
(1.00 kN/m² verde, 0.20 kN/m² pannello cieco e 0.50 kN/m² pannello vetrato)**

Spazzaneve

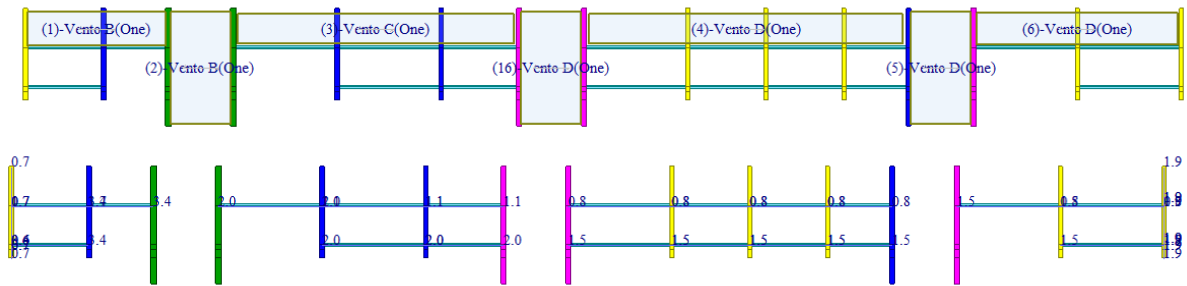


**Figura 9 – Carico dinamico rimozione neve barriera h. 4.50m – tratto ovest da M01 a M15
(15 kN applicati a 1.50m dal piano stradale)**

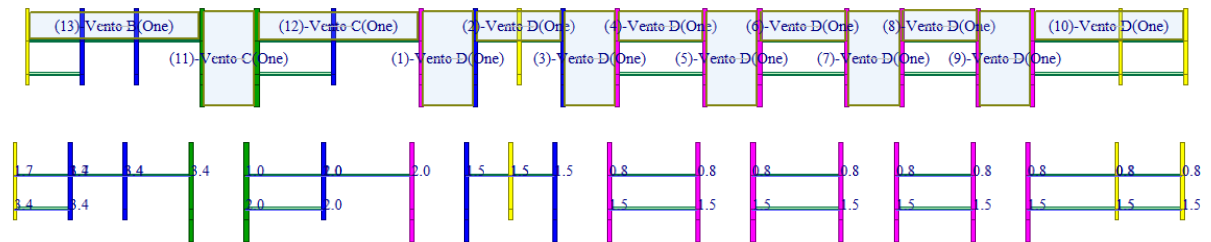


**Figura 10 – Carico dinamico rimozione neve barriera h. 4.50m – tratto est da M246 a M228
(15 kN applicati a 1.50m dal piano stradale)**

Vento

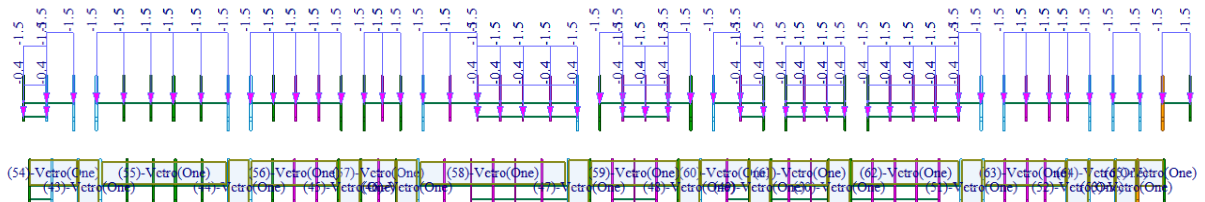


**Figura 11 - Vento barriera h. 4.50m – tratto ovest da M01 a M15
(0.96 kN/m² – vento D - e relativi effetti di bordo)**



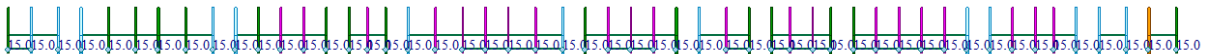
**Figura 12 - Vento barriera h. 4.50m – tratto est da M246 a M228
(0.96 kN/m² – vento D - e relativi effetti di bordo)**

**8.3.2 BARRIERA DI ALTEZZA 6.00M
Sovraccarico Permanente**



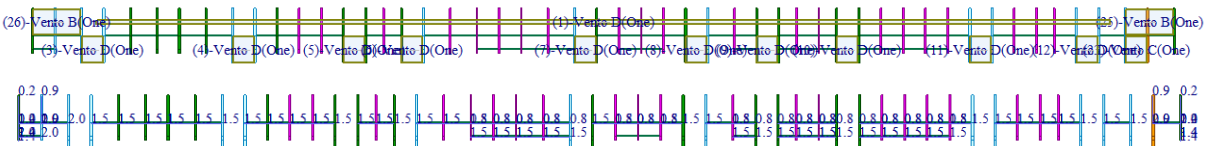
**Figura 13 - Sovraccarico permanente barriera h. 6.00m – tratto completo
(1.00 kN/m² verde, 0.20 kN/m² pannello cieco e 0.50 kN/m² pannello vetrato)**

Spazzaneve



**Figura 14 – Carico dinamico rimozione neve barriera h. 6.00m – tratto completo
(carico concentrato 15 kN applicato ad 1.50m dal piano di stradale)**

Vento



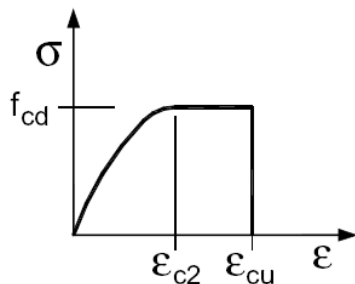
**Figura 15 - Vento barriera h. 4.50m – tratto ovest da M01 a M15
(0.96 kN/m² – vento D - e relativi effetti di bordo)**

9 VERIFICHE SLU STRUTTURALI

9.1 SLU- FLESSIONE

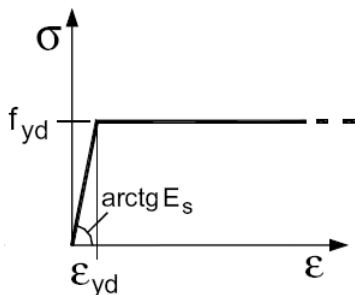
Per le verifiche a flessione valgono le seguenti ipotesi:

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:



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

7. legge costitutiva dell'acciaio tipo lineare



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

9.2 SLU - TAGLIO

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 $V_{Rd,r}$, 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 σ_{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;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

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

α_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:

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

dove θ_1 è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da $\operatorname{ctg}\theta_1 = \tau/\sigma_1$ mentre τ e σ_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 γ_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 rigidità 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.

10.2 OPERE DI FONDAZIONE PROFONDE – PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

10.2.1 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.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni 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.

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

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;

collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;

collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;

stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza dei pali;

raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

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.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II del dm 14/01/2008, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Combinazione 2: (A2+M1+R2) (Circolare 2 febbraio 2009, n.617)

Approccio 2:

Combinazione: (A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II del DM 14/01/2008.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

Tabella 2 – Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche (Tabella 6.4.II DM 14/01/2008)

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- b) metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- c) risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.

a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

Tabella 3 – Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati delle prove di carico (Tab. 6.4.III DM 14/01/2008)

b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

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

Tabella 4 – Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (Tab. 6.4.IV DM 14/01/2008)

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ (Tab. 6.4.IV DM14/01/2008) deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Il numero di verticali di indagine con i requisiti necessari deve essere riferito al volume significativo. Ciò significa, ad esempio che per gli edifici il volume significativo deve essere riferito a ciascun corpo di fabbrica, mentre per un'opera lineare, come un viadotto, il volume significativo riguarda ogni singola fondazione (Circolare 2 febbraio 2009, n.617).

c) Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\}$$

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

Tabella 5 – Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati delle prove dinamiche (Tab. 6.4.V DM 14/01/2008).

Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{t,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni riportate al paragrafo precedente, applicando i coefficienti parziali γ_T della Tabella 6.4.VI. del DM 14/01/2008.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T=1,0$	$\gamma_T=1,6$	$\gamma_T=1,3$

**Tabella 6 – Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche
(Tab. 6.4.VI DM 14/01/2008)**

Nel caso in cui la resistenza caratteristica $R_{t,k}$ sia valutata a partire dalla resistenza $R_{t,m}$ misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo intensità e retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tabella 6.4.IV del DM 14/01/2008 devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento.

10.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

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

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

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.

11.3.2 FONDAZIONI SU PALI Stati Limite Ultimi

Le fondazioni su pali devono essere verificate agli stati limite ultimi sotto l'azione del moto sismico di riferimento. Nelle verifiche agli stati limite ultimi si devono prendere in considerazione tutti gli stati limite rilevanti e almeno i seguenti:

- collasso per carico limite verticale del complesso pali-terreno;
- collasso per carico limite orizzontale del complesso pali-terreno;
- liquefazione del terreno di fondazione;
- spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;
- rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento).

Le verifiche nei confronti del collasso per carico limite (verticale e orizzontale) consistono nel raffronto tra le azioni (forza assiale e forza trasversale sul palo) e le corrispondenti resistenze.

Le azioni trasmesse in fondazione sono determinate, in accordo con quanto riportato al § 7.2.5, dalla corrispondente analisi della struttura in elevazione sotto la combinazione di carico sismico per stato limite ultimo.

La valutazione delle resistenze del complesso pali-terreno soggetto all'azione verticale e trasversale, deve essere effettuata nel rispetto delle indicazioni di cui ai §§ 7.11.2 e 7.11.5.2 del D:M:14/01/2008, tenendo conto di eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica.

Nelle verifiche condotte in termini di tensioni efficaci in terreni saturi si deve tenere conto degli eventuali incrementi di pressione interstiziale indotti dal moto sismico e, in particolare, si deve trascurare il contributo alla resistenza di eventuali strati di terreno suscettibili di liquefazione.

Nelle verifiche nei confronti del collasso per carico limite trasversale si deve porre particolare attenzione alla caratterizzazione geotecnica degli strati di terreno più superficiali.

In presenza di moto sismico, nei pali si sviluppano sollecitazioni dovute sia alle forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura (interazione inerziale) sia all'interazione tra palo e terreno (interazione cinematica).

È opportuno che i momenti flettenti dovuti all'interazione cinematica siano valutati per le costruzioni di classe d'uso III e IV, per sottosuoli di tipo D o peggiori, in siti a sismicità media o alta (**Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**) e in presenza di elevati contrasti di rigidità al contatto fra strati contigui di terreno.

Le analisi per la valutazione delle sollecitazioni e degli spostamenti dei pali (dovute alle azioni inerziali e all'interazione cinematica) devono tener conto della rigidità flessionale del palo e della dipendenza della rigidità del terreno dallo stato tensionale e deformativo.

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 7.6 del professor Pietro Gelfi per la verifica degli elementi in acciaio (usato in alternativa ai software Midas Gen e SismiCAD).
- Group Pile versione 7.0.16 (copyright 1985-2006, Produttore e autore Ensoft Inc., 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 BARRIERA H. 4.50M

Il seguente capitolo riporta la verifica della struttura primaria in acciaio (montanti e correnti) della barriera di altezza 4.50m: sono stati modellati 50m dei due tratti estremi, così da poter valutare accuratamente le zone soggette a effetti di bordo. A tal proposito si riporta un'immagine del modello di calcolo, in cui i profili sono identificabili a seconda del colore:

HEA160	colore giallo
HEA180	colore blu
HEA200	colore magenta
HEA220	colore verde

Gli elementi orizzontali sono profili a Z di dimensione 100x60x4mm vincolati in semplice appoggio ai montanti.

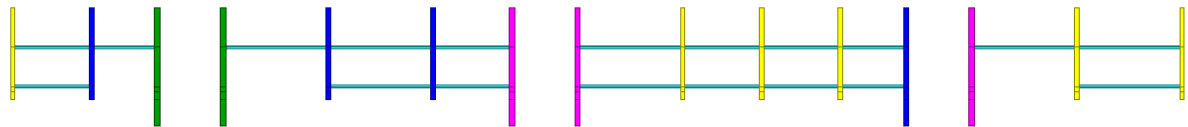


Figura 16 - Prospetto della barriera 4.50m - tratto ovest da M01 a M15

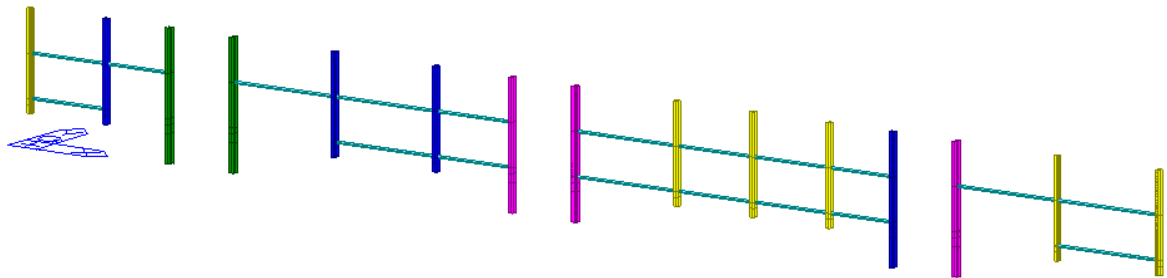


Figura 17 - Vista della barriera 4.50m - tratto ovest da M01 a M15

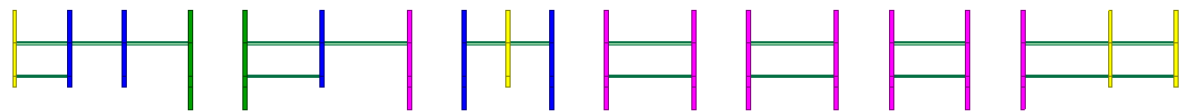


Figura 18 - Prospetto della barriera 4.50m - tratto est da M246 a M228

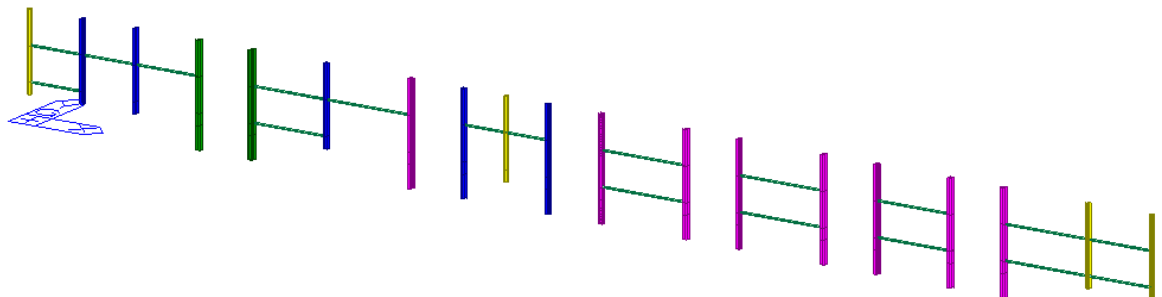


Figura 19 - Vista della barriera 4.50m - tratto est da M246 a M228

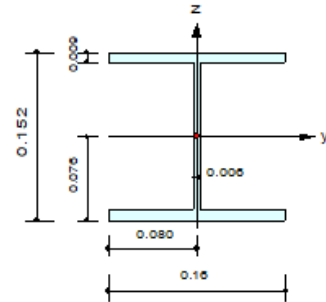
13.1 VERIFICHE DI RESISTENZA DEI MONTANTI IN ACCIAIO

Di seguito si riporta la verifica per del profilo più sollecitato per ciascuna tipologia di elemento estratta dal modello di calcolo:

Montante HEA160

Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 28
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : HEA160 (No:2)
 (Rolled : HEA160).
 Member Length : 3.50000



Member Forces

Axial Force : Fxx = -13.954 (LCB: 3, POS:I)
 Bending Moments : My = -39.135, Mz = 0.00001
 End Moments : Myi = -39.135, Myj = -29.340 (for Lb)
 Myi = -39.135, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00001, Mzj = -0.00000 (for Lz)
 Shear Forces : Fyy = 3.27084 (LCB: 4, POS:I)
 Fzz = 22.5000 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.15200	Web Thick	0.00500
Top F Width	0.16000	Top F Thick	0.00900
Bot.F Width	0.10000	Bot.F Thick	0.00900
Area	0.00388	Asz	0.00091
Oyo	0.01940	Ozb	0.00320
Iyy	0.00002	Izz	0.00001
Ybar	0.08000	Zbar	0.07500
Wely	0.00022	Welz	0.00008
ry	0.06570	rz	0.03980

Design Parameters

Unbraced Lengths : Ly = 3.50000, Lz = 0.50000, Lb = 0.50000
 Effective Length Factors : Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors : Cmy = 0.85, Cnz = 0.85, CmLT = 1.00

Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 53.3 < 200.0$ (Memb:28, LCB: 3)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 13.95/1311.81 = 0.011 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 39.1346/83.1714 = 0.471 < 1.000$ O.K

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

Combined Resistance

$RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$

$Rmax1 = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{Alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{Beta}$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \Gamma_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[RNRd, Rmax1, (R_{oom} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.481 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

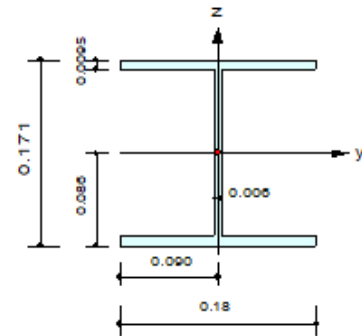
$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.005 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.087 < 1.000$ O.K

Montante HEA180

Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 2
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : HEA180 (No:3)
 (Rolled : HEA180).
 Member Length : 0.50000



Member Forces

Axial Force Fxx = -10.398 (LCB: 3, POS:I)
 Bending Moments My = -65.834, Mz = 0.00001
 End Moments Myi = -65.834, Myj = -51.974 (for Lb)
 Myi = -65.834, Myj = -51.974 (for Ly)
 Mzi = 0.00001, Mzj = 0.00001 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -2.4314 (LCB: 9, POS:I)
 Fzz = -27.720 (LCB: 3, POS:I)

Depth	0.17100	Web Thick	0.00800
Top F Width	0.18000	Top F Thick	0.00950
Bot.F Width	0.18000	Bot.F Thick	0.00950
Area	0.00453	Asz	0.00103
Cyb	0.02590	Czb	0.00405
Iyy	0.00003	Izz	0.00001
Ybar	0.09000	Zbar	0.08550
Wely	0.00029	Welz	0.00010
ry	0.07450	rz	0.04520

Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.50000, Lz = 0.50000, Lb = 0.50000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 33.2 < 200.0$ (Memb:77, LCB: 14)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 10.40/1531.57 = 0.007 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 65.834/109.543 = 0.601 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/52.4954 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

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

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

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

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[RNRd, R_{max1}, (R_{oom} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.608 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

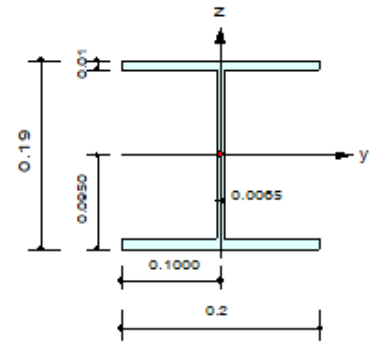
$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.003 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.098 < 1.000$ O.K

Montante HEA200

Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 6
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : HEA200 (No:4)
 (Rolled : HEA200).
 Member Length : 1.00000



Member Forces

Axial Force Fxx = -13.219 (LCB: 3, POS:I)
 Bending Moments My = -59.625, Mz = 0.00003
 End Moments Myi = -59.625, Myj = -40.155 (for Lb)
 Myi = -59.625, Myj = -40.155 (for Ly)
 Mzi = 0.00003, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 1.08335 (LCB: 4, POS:I)
 Fzz = 22.5000 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.19000	Web Thick	0.00850
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01000
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01000
Area	0.00538	Asz	0.00124
Cyb	0.03130	Czb	0.00500
Iyy	0.00004	Izz	0.00001
Ybar	0.10000	Zbar	0.09500
Wely	0.00039	Welz	0.00013
ry	0.08280	rz	0.04980

Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.00000, Lz = 1.00000, Lb = 1.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cnz = 0.85, CmLT = 1.00

Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 30.1 < 200.0$ (Memb:76, LCB: 14)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 13.22/1818.95 = 0.007 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 59.625/145.381 = 0.410 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/68.2261 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$

$Rmax1 = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{Alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{Beta}$

$R_{room} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \Gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[RNRd, Rmax1, (R_{room} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.417 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

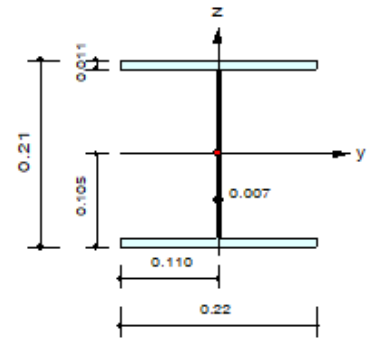
$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.001 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.064 < 1.000$ O.K

Montante HEA220

Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 15
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : HEA220 (No:7)
 (Rolled : HEA220).
 Member Length : 4.50000



Member Forces

Axial Force Fxx = -11.289 (LCB: 3, POS:I)
 Bending Moments My = -85.050, Mz = 0.00001
 End Moments Myi = -85.050, Myj = -55.650 (for Lb)
 Myi = -85.050, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00001, Mzj = -0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 1.40916 (LCB: 4, POS:I)
 Fzz = -31.500 (LCB: 3, POS:I)

Depth	0.21000	Web Thick	0.00700
Top F Width	0.22000	Top F Thick	0.01100
Bot.F Width	0.22000	Bot.F Thick	0.01100
Area	0.00643	Asz	0.00147
Cyb	0.03882	Qzb	0.00005
Iyy	0.00005	Izz	0.00002
Yber	0.11000	Zber	0.10500
Wely	0.00052	Welz	0.00018
ry	0.09170	rz	0.05510

Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 4.50000, Lz = 1.00000, Lb = 1.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 49.1 < 200.0$ (Memb:15, LCB: 3)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 11.29/2173.95 = 0.005 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 85.050/192.038 = 0.443 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/90.7796 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

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

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{Alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{Beta}$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A*fy/Gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy}*A*fy/Gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy}*M_{Edy})/(X_{i_LT}*W_{ply}*fy/Gamma_{M1}) + (k_{yz}*M_{sdz})/(W_{plz}*fy/Gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz}*A*fy/Gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy}*M_{Edy})/(X_{i_LT}*W_{ply}*fy/Gamma_{M1}) + (K_{zz}*M_{sdz})/(W_{plz}*fy/Gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[RNRd, R_{max1}, (R_{oom}+R_{bend}), MAX(R_{c_LT1}+R_{b_LT1}, R_{c_LT2}+R_{b_LT2})] = 0.448 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

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

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.078 < 1.000$ O.K

13.2 VERIFICHE DI DEFORMABILITA' DEI MONTANTI IN ACCIAIO

Si riporta la mappa cromatica dell'involuppo degli spostamenti dei montanti.
Per quanto riguarda i montanti installati sul muro in calcestruzzo si ottiene:

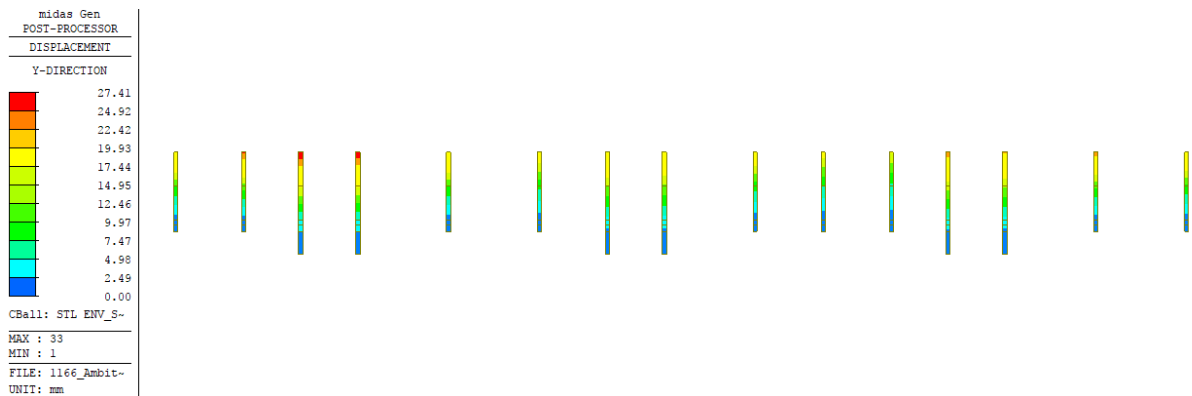


Figura 20 – Involuppo degli spostamenti orizzontali barriera h. 4.50m – tratto ovest montanti da M01 a M15

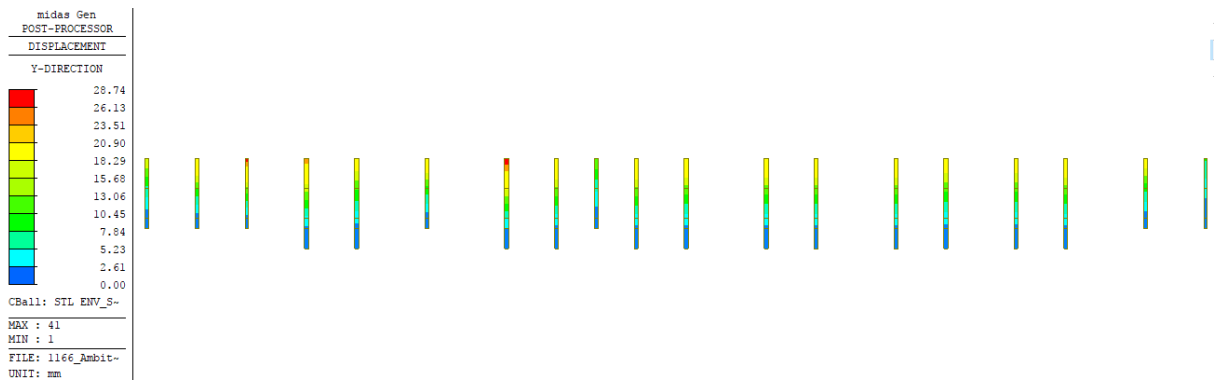


Figura 21 – Involuppo degli spostamenti orizzontali barriera h. 4.50m – tratto est montanti da M246 a M228

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 compresa tra 3.00m e 4.50m dev'essere minore di:

$$d_{\max} = 30\text{mm} > 28.74\text{mm}$$

Poiché il massimo spostamento è pari a 28.74mm, la verifica è soddisfatta.

13.3 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTI A TUTTA ALTEZZA

Si riportano in forma di mappe cromatiche le sollecitazioni sui montanti a tutta altezza:



Figura 22 – Involuppo dello sforzo normale barriera h. 4.50m – tratto ovest montanti a tutta altezza da M01 a M15

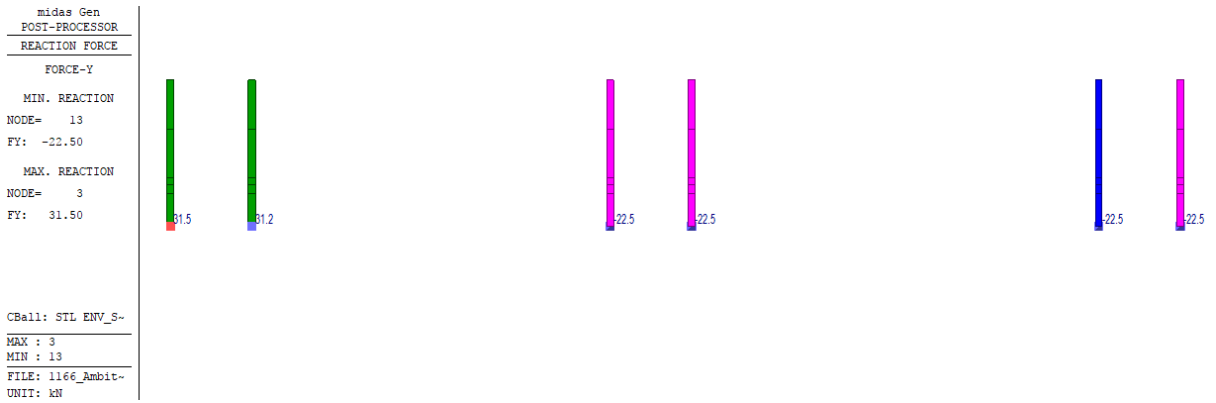


Figura 23 – Involuppo del taglio barriera h. 4.50m – tratto ovest montanti a tutta altezza da M01 a M15

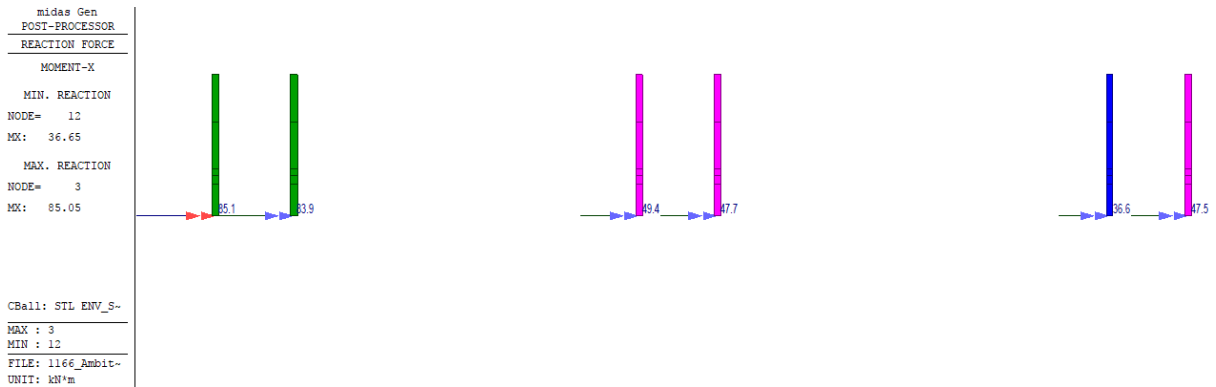


Figura 24 – Involuppo del momento flettente barriera h. 4.50m – tratto ovest montanti a tutta altezza da M01 a M15

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

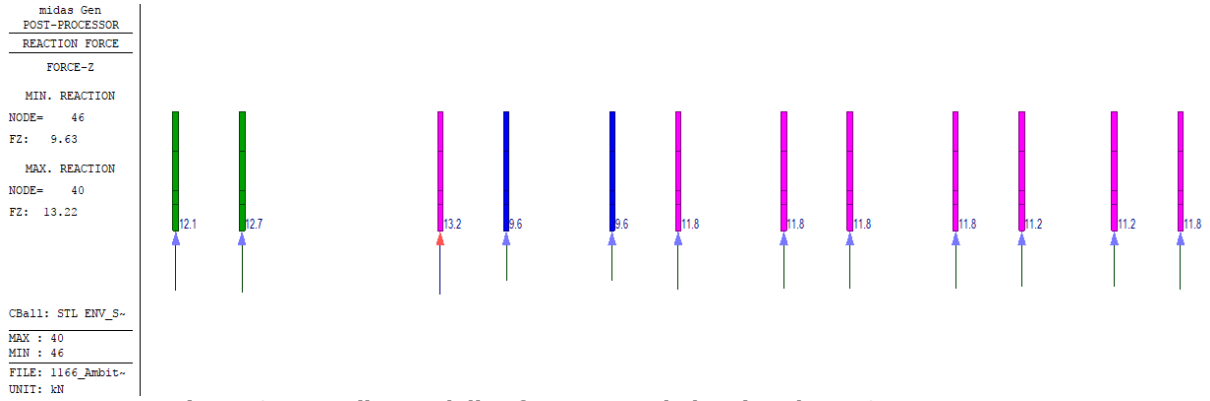


Figura 25 – Involuppo dello sforzo normale barriera h. 4.50m – tratto est montanti a tutta altezza da M246 a M228

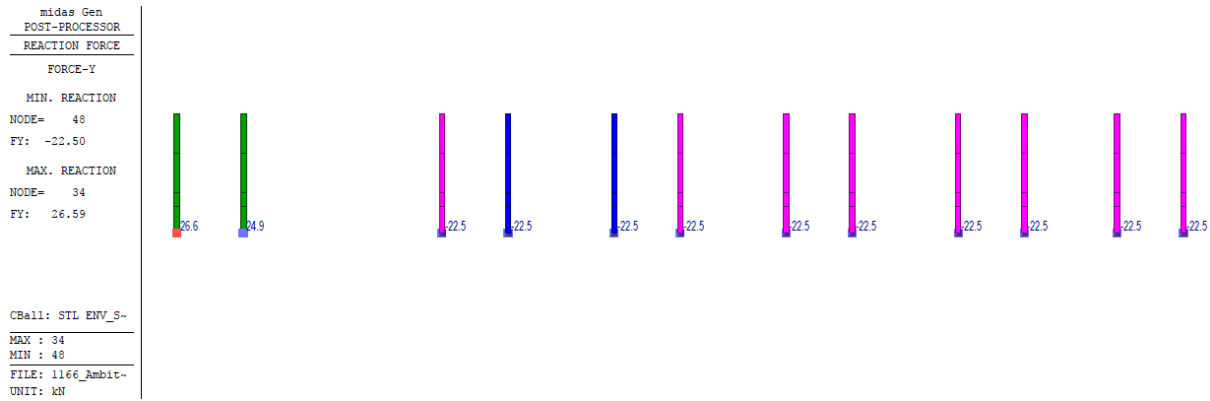


Figura 26 – Involuppo del taglio barriera h. 4.50m – tratto est montanti a tutta altezza da M246 a M228

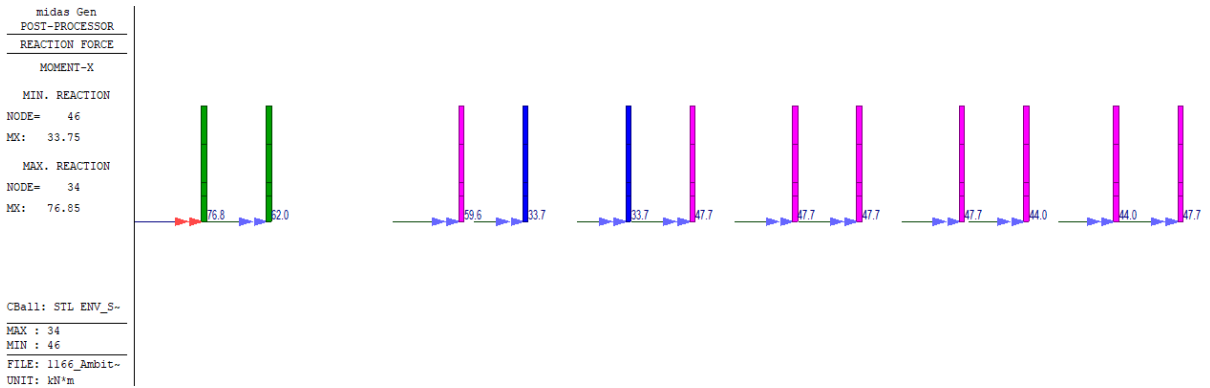


Figura 27 – Involuppo del momento flettente barriera h. 4.50m – tratto est montanti a tutta altezza da M246 a M228

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

	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
TIPOLOGICO	12.70	24.89	62.00
M03-M04-M243	11.29	31.50	85.05

Di seguito si riportano le verifiche dei giunti di collegamento.

13.3.1 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE TIPOLOGICO

Il collegamento viene realizzato mediante 4+4 barre filettate M24 cl.8.8 inghisate nel calcestruzzo esistente per una lunghezza di 400mm. Di seguito si riporta un'immagine del collegamento:

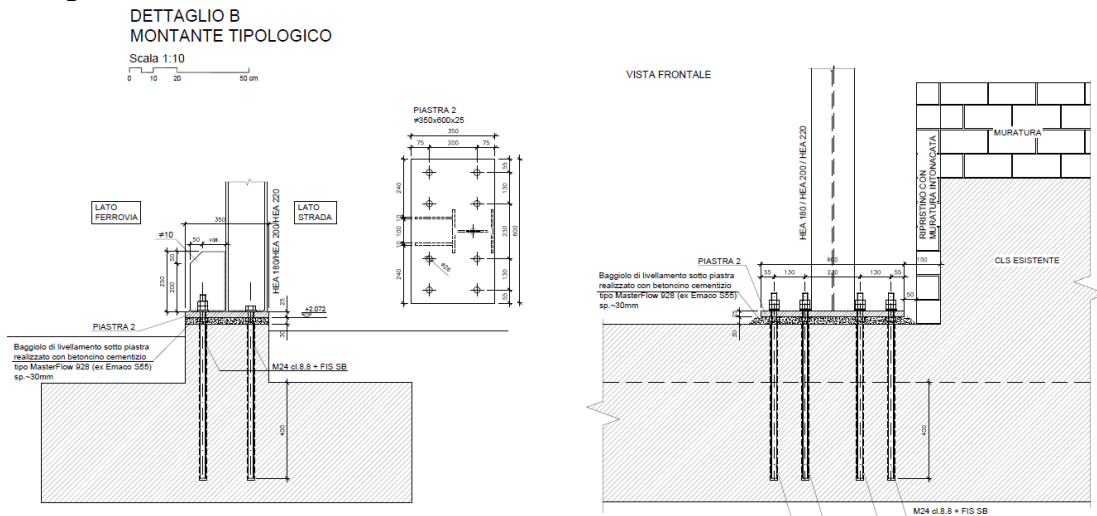


Figura 28 – Dettaglio del giunto di base tipologico barriera h. 4.50m

Sollecitazioni

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

$$F_{t,Ed} = \frac{(M + N \cdot e/b)}{n_1} = \frac{(62.00 + 12.70 \cdot 0.10 / 0.20)}{4} = 79.09 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_2} = \frac{24.89}{8} = 3.11 \text{ kN}$$

Verifica lato acciaio – barre

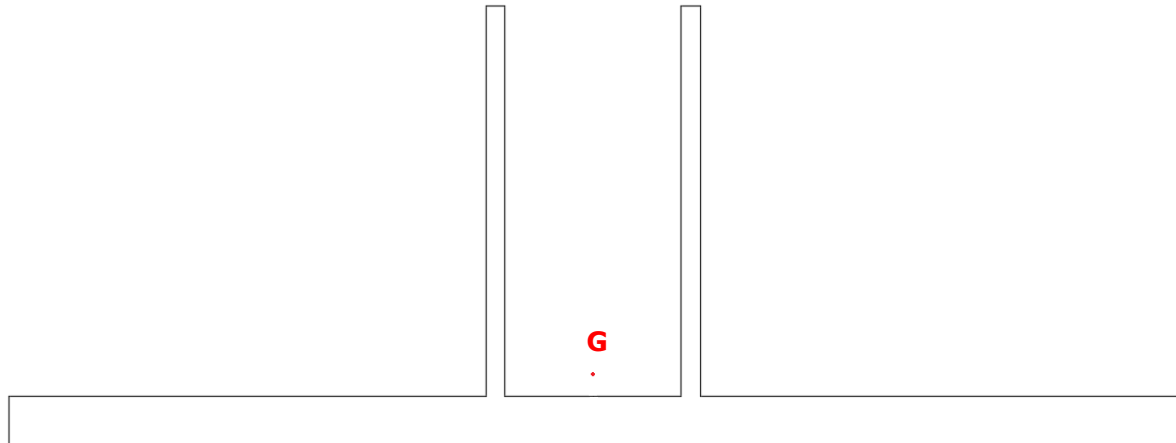
Vengono utilizzate barre filettate, per le quali si ricava:

La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica lato acciaio - piastra

La piastra ha dimensioni 600x350x25mm ed è munita di due nervature di altezza 200mm e spessore 10mm. Si ricava:

La piastra ha dimensioni 600x350x25mm ed è munita di due nervature di altezza 200mm e spessore 10mm. Si ricava:



```

----- REGIONI -----
Area:                190.0000
Perimetro:           205.0000
Casella di delimitazione:  X: 175.3184  --  235.3184
                        Y: 46.3816  --  68.8816
Baricentro:          X: 205.3184
                        Y: 50.0000
Momenti di inerzia:  X: 480407.8952
                        Y: 8055579.2908
Prodotti di inerzia: XY: -1950524.6442
Raggi di girazione:  X: 50.2838
                        Y: 205.9072
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
I: 5408.1689 lungo [1.0000 0.0000]
J: 46003.3333 lungo [0.0000 1.0000]
    
```

Si ricava quindi il modulo di resistenza:

$$W = \frac{J}{y_G} = \frac{5408}{19.13} = 282.70 \text{ cm}^3$$

Da cui:

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 282.70 \cdot 10^{-3} = 95.57 \text{ kNm}$$

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 depurando della superficie di sovrapposizione. Si ottiene:

$$S_{cls} = \frac{1}{2} \pi r \cdot a - \frac{1}{4} 2\pi \cdot a' \sqrt{\frac{r_{\min}^2 + r_{\max}^2}{2}} = \frac{1}{2} \pi \cdot 392 \cdot 461 - \frac{1}{2} \pi \cdot 286 \sqrt{\frac{135^2 + 255^2}{2}} = 192242 \text{ mm}^2$$

Pertanto:

$$F_{ct,Rd} = \frac{f_{ctk1,0.05}}{\gamma_c} \cdot S_{cls} = \frac{1.1}{1.5} \cdot S_{cls} = 140.98kN$$

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

$$A_{cls} = \pi r \cdot L_E = \pi \cdot 24 \cdot 400 = 30158 \text{ mm}^2$$

Da cui:

$$F_{cv,Rd} = \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \cdot A_{cls} = \frac{12}{1.5} \cdot A_{cls} = 241.27kN$$

Le verifiche sono soddisfatte.

13.3.2 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTI M03, M04 E M243

Il collegamento viene realizzato mediante 2+2 bulloni M30 cl.8.8 che collegano la piastra su cui è saldato il montante a quella intestata sul micropalo. Di seguito si riporta un'immagine del collegamento:

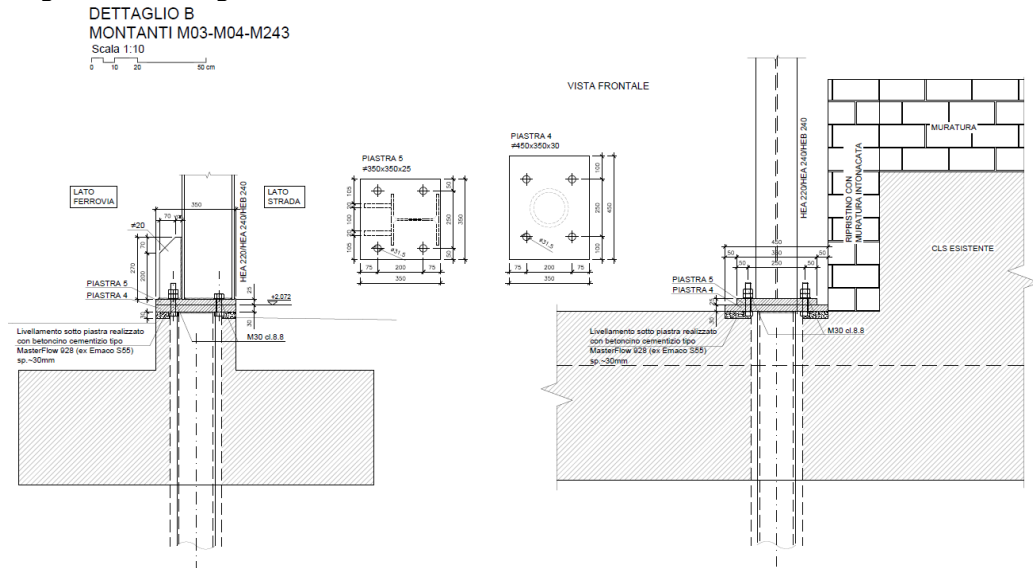


Figura 29 – Dettaglio del giunto di base montanti M03, M04 e M243

Sollecitazioni

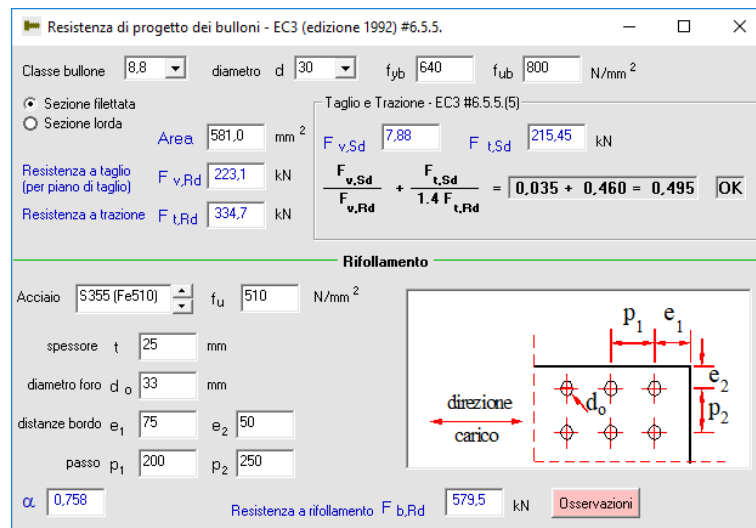
La trazione ed il taglio agenti sul singolo ancorante valgono rispettivamente:

$$F_{t,Ed} = \frac{(M + N \cdot e/b)}{n_1} = \frac{(85.05 + 11.29 \cdot 0.10 / 0.20)}{2} = 215.45 kN$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_2} = \frac{31.50}{4} = 7.88 kN$$

Verifica lato acciaio – bulloni

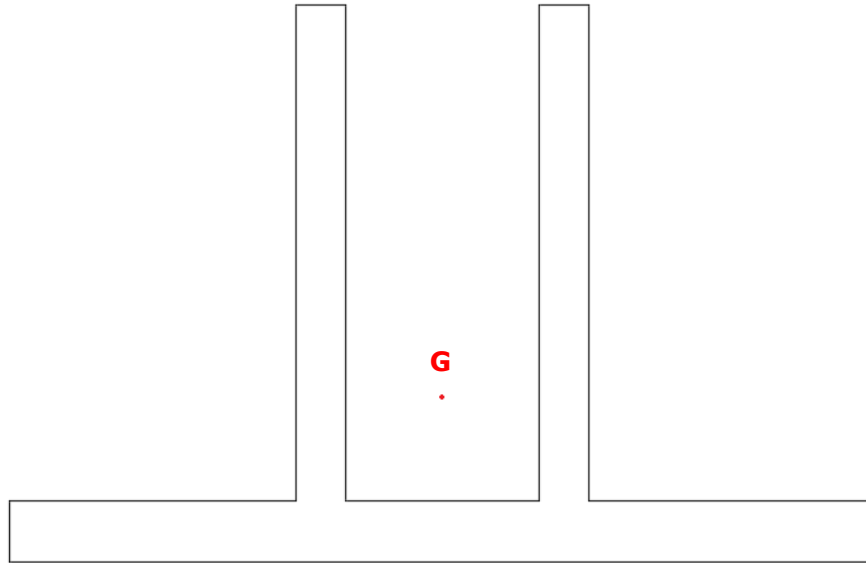
Vengono utilizzati bulloni ad alta resistenza, per i quali si ottiene:



La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica lato acciaio - piastra

La piastra ha dimensioni 350x350x25mm ed è munita di due nervature di altezza 200mm e spessore 20mm. Si ricava:



```
----- REGIONI -----
Area:                    167.5000
Perimetro:               155.0000
Casella di delimitazione: X: -117.5000 -- -82.5000
                        Y: 43.3769 -- 65.8769
Baricentro:              X: -100.0000
                        Y: 50.0000
Momenti di inerzia:     X: 426751.9937
                        Y: 1685891.3919
Prodotti di inerzia:    XY: 837500.5750
Raggi di girazione:     X: 50.4755
                        Y: 100.3246
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
I: 8001.4187 lungo [1.0000 0.0000]
J: 10891.3919 lungo [0.0000 1.0000]
```

Si ricava quindi il modulo di resistenza:

$$W = \frac{J}{y_G} = \frac{8001}{15.87} = 504.15 \text{ cm}^3$$

Da cui:

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 504.15 \cdot 10^{-3} = 170.45 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

13.4 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTI SU MURO

Si riportano in forma di mappe cromatiche le sollecitazioni sui montanti su muro:

```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Z
MIN. REACTION
NODE= 1
FZ: 6.00
MAX. REACTION
NODE= 5
FZ: 14.18
CBall: STL ENV_S-
MAX : 5
MIN : 1
FILE: 1166_Ambit-
UNIT: kN
    
```

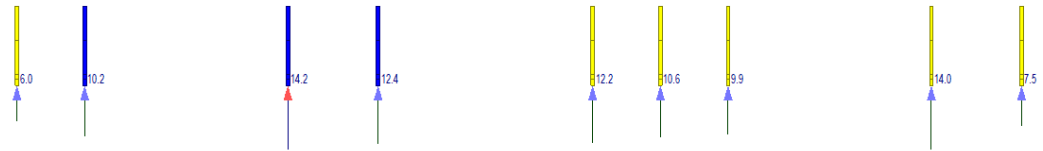


Figura 30 – Inviluppo dello sforzo normale barriera h. 4.50m – tratto ovest montanti su muro da M01 a M15

```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Y
MIN. REACTION
NODE= 11
FY: -22.50
MAX. REACTION
NODE= 2
FY: 31.55
CBall: STL ENV_S-
MAX : 2
MIN : 11
FILE: 1166_Ambit-
UNIT: kN
    
```



Figura 31 – Inviluppo del taglio barriera h. 4.50m – tratto ovest montanti su muro da M01 a M15

```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-X
MIN. REACTION
NODE= 11
MX: 25.51
MAX. REACTION
NODE= 2
MX: 62.14
CBall: STL ENV_S-
MAX : 2
MIN : 11
FILE: 1166_Ambit-
UNIT: kN*m
    
```



Figura 32 – Inviluppo del momento flettente barriera h. 4.50m – tratto ovest montanti su muro da M01 a M15

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

```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Z
MIN. REACTION
NODE= 64
FZ: 5.12
MAX. REACTION
NODE= 38
FZ: 13.41
CBall: STL ENV_S-
MAX : 38
MIN : 64
FILE: 1166_Ambit-
UNIT: kN
    
```



Figura 33 – Inviluppo dello sforzo normale barriera h. 4.50m – tratto est montanti su muro da M246 a M228

```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Y
MIN. REACTION
NODE= 44
FY: -22.50
MAX. REACTION
NODE= 1
FY: 28.35
CBall: STL ENV_S-
MAX : 1
MIN : 44
FILE: 1166_Ambit-
UNIT: kN
    
```



Figura 34 – Inviluppo del taglio barriera h. 4.50m – tratto est montanti su muro da M246 a M228

```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-X
MIN. REACTION
NODE= 64
MX: 13.92
MAX. REACTION
NODE= 32
MX: 65.83
CBall: STL ENV_S-
MAX : 32
MIN : 64
FILE: 1166_Ambit-
UNIT: kN*m
    
```

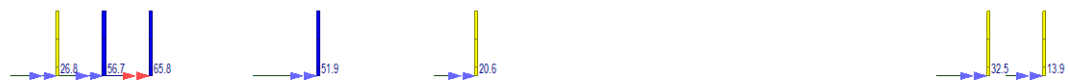


Figura 35 – Inviluppo del momento flettente barriera h. 4.50m – tratto est montanti su muro da M246 a M228

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

	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
TIPOLOGICO	13.95	22.50	39.13
M05-M06-M241-M245	9.46	28.35	56.70
M02-M244	10.40	27.72	65.83

Di seguito si riportano le verifiche dei giunti di collegamento.

13.4.1 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE TIPOLOGICO

Il collegamento viene realizzato mediante 4 barre ad aderenza migliorata $\Phi 24$ filettate superiormente ed inghisate nel calcestruzzo esistente per 350mm. Di seguito si riporta un'immagine del collegamento:

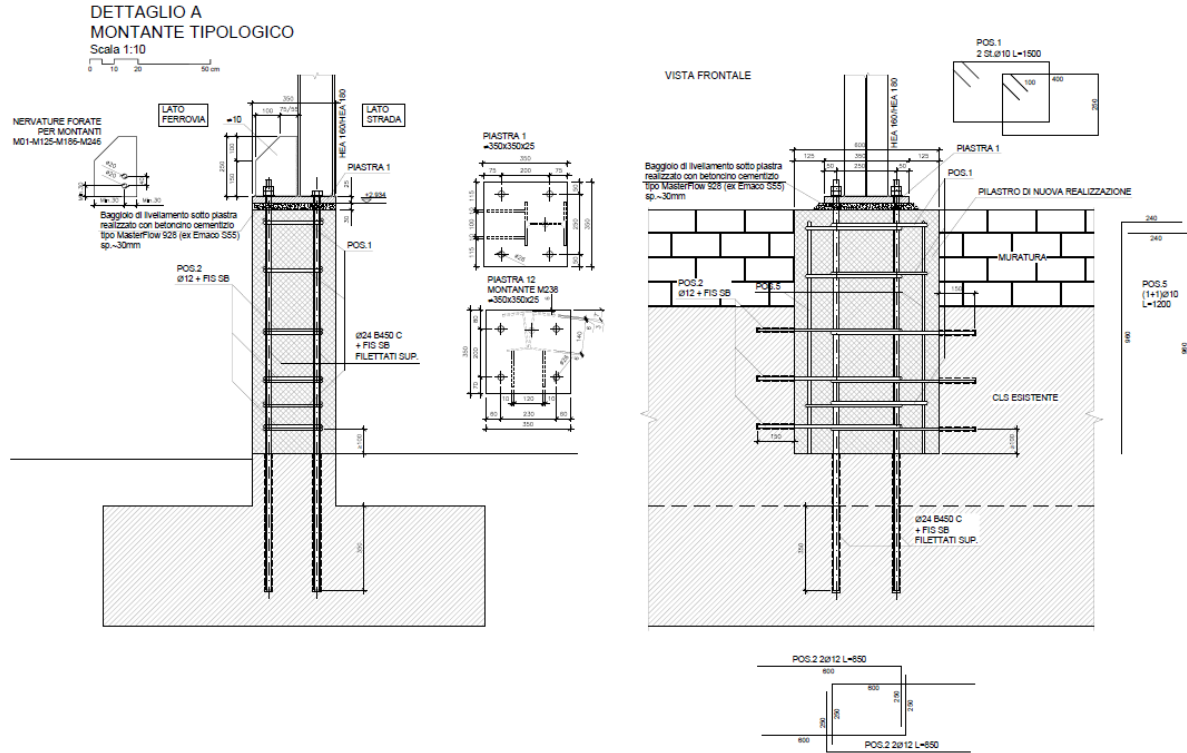


Figura 36 – Dettaglio del giunto di base tipologico barriera h. 4.50m

Sollecitazioni

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

$$F_{t,Ed} = \frac{(M + N \cdot e/b)}{n_1} = \frac{(39.13 + 13.95 \cdot 0.10 / 0.20)}{2} = 101.31 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_2} = \frac{22.50}{4} = 5.63 \text{ kN}$$

Verifica lato acciaio – barre

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

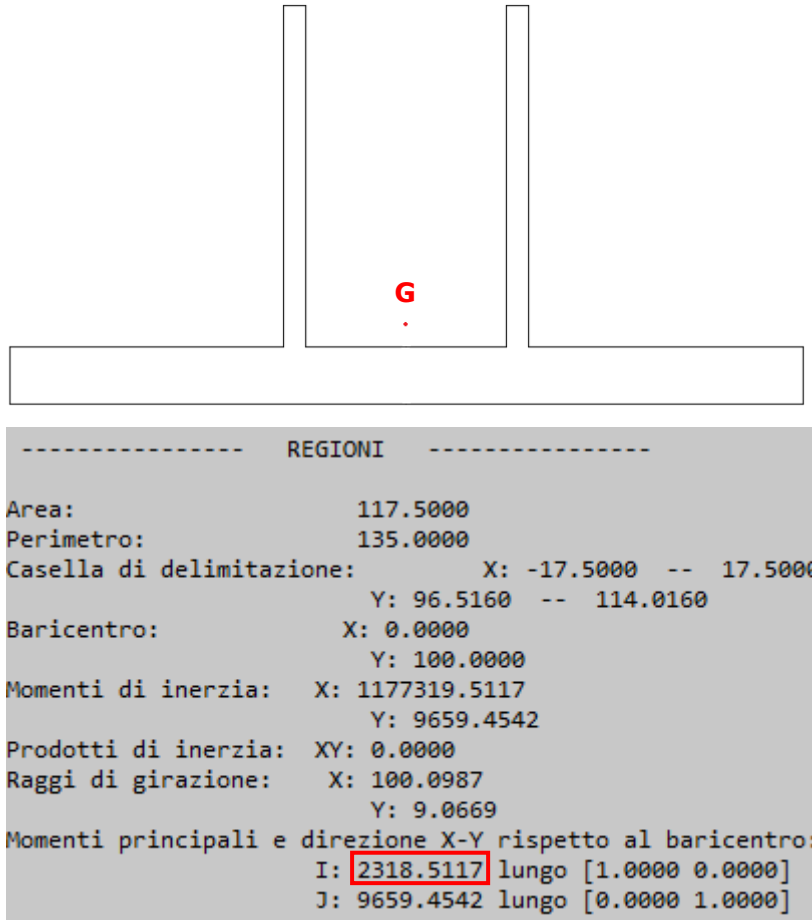
$$F_{t,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot A_s = \frac{450}{1.15} \cdot 353 \cdot 10^{-3} = 138.13 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_s}{\sqrt{3}} = \frac{450}{1.15} \cdot \frac{353}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 79.75 \text{ kN}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica lato acciaio - piastra

La piastra ha dimensioni 350x350x25mm ed è munita di due nervature di altezza 150mm e spessore 10mm. Si ricava:



Si ricava quindi il modulo di resistenza:

$$W = \frac{J}{y_G} = \frac{2319}{14.02} = 165.41 \text{ cm}^3$$

Da cui:

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 165.41 \cdot 10^{-3} = 55.92 \text{ kNm}$$

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 depurando della superficie di sovrapposizione. Si ottiene:

$$S_{cls} = \pi r \cdot a - \frac{1}{2} 2\pi \cdot a' \sqrt{\frac{r_{\min}^2 + r_{\max}^2}{2}} = \pi \cdot 202 \cdot 404 - \pi \cdot 234 \sqrt{\frac{99^2 + 183^2}{2}} = 148309 \text{ mm}^2$$

Pertanto:

$$F_{ct,Rd} = \frac{f_{ctk1,0.05}}{\gamma_c} \cdot S_{cls} = \frac{1.1}{1.5} \cdot S_{cls} = 108.76kN$$

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

$$A_{cls} = \pi r \cdot L_E = \pi \cdot 24 \cdot 350 = 26388 \text{ mm}^2$$

Da cui:

$$F_{cv,Rd} = \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \cdot A_{cls} = \frac{12}{1.5} \cdot A_{cls} = 211.11kN$$

Le verifiche sono soddisfatte.

Verifica inghisaggi di cucitura

Il nuovo pilastro ed il muro esistente sono resi collaboranti inserendo 6+6 barre ad aderenza migliorata $\Phi 12$ inghisate nel calcestruzzo esistente ed annegate nel getto di nuova realizzazione.

Tali ferri vengono dimensionati in relazione al taglio ed al relativo momento di trasporto. Si ricava:

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_1} + \frac{V \cdot h_{pil}}{n_2 \cdot 2b} = \frac{22.50}{12} + \frac{22.50 \cdot 1.40}{4 \cdot 2 \cdot 0.80} = 6.80kN$$

Per quanto riguarda i tondini di acciaio:

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_s}{\sqrt{3}} = \frac{450}{1.15} \cdot \frac{113}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 25.56kN$$

Per il calcestruzzo, invece, si calcola l'area resistente del semi-cilindro:

$$A_{cls} = \pi r \cdot L_E = \pi \cdot 12 \cdot 150 = 5655 \text{ mm}^2$$

Da cui:

$$F_{cv,Rd} = \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \cdot A_{cls} = \frac{12}{1.5} \cdot A_{cls} = 45.24kN$$

Le verifiche sono soddisfatte.

13.4.2 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTE M05, M06, M241 E M245

Il collegamento viene realizzato mediante 4+4 barre ad aderenza migliorata $\Phi 24$ filettate superiormente ed inghisate nel calcestruzzo esistente per 360mm. Di seguito si riporta un'immagine del collegamento:

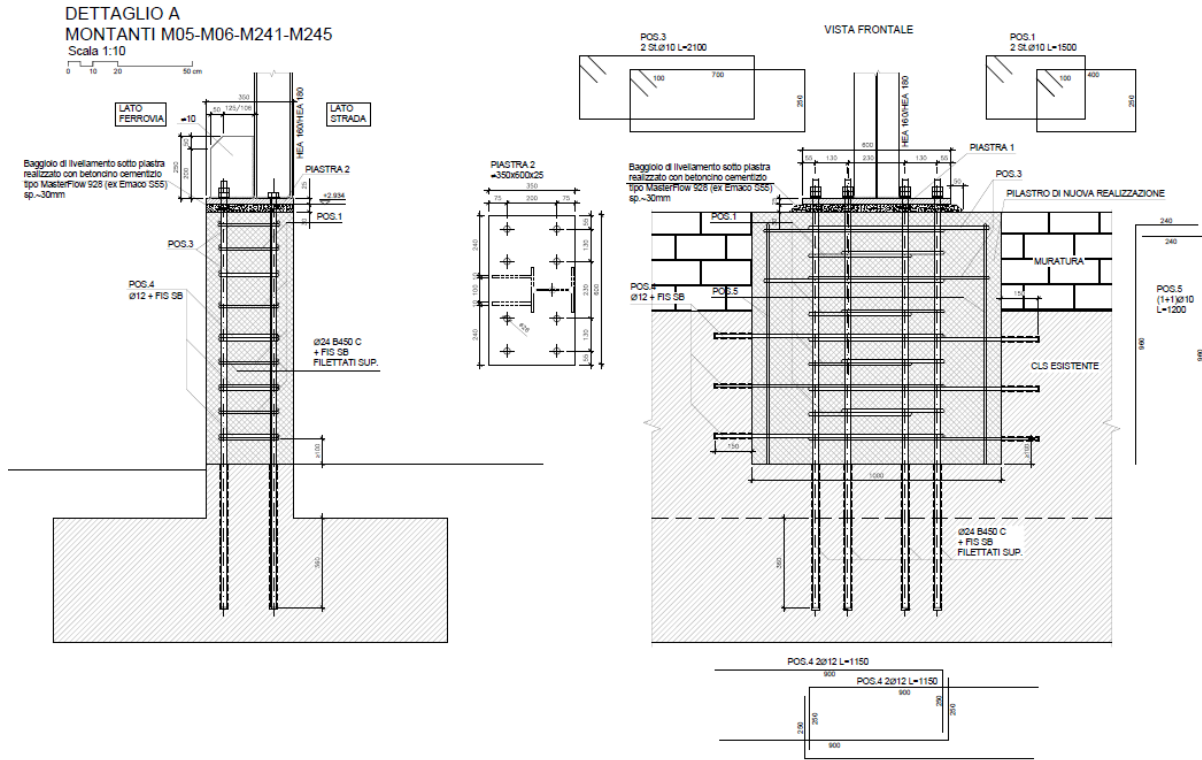


Figura 37 – Dettaglio del giunto di base montanti M05, M06, M241 e M245

Sollecitazioni

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

$$F_{t,Ed} = \frac{(M + N \cdot e/b)}{n_1} = \frac{(56.70 + 9.46 \cdot 0.10 / 0.20)}{4} = 72.06 kN$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_2} = \frac{28.35}{8} = 3.54 kN$$

Verifica lato acciaio – barre

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

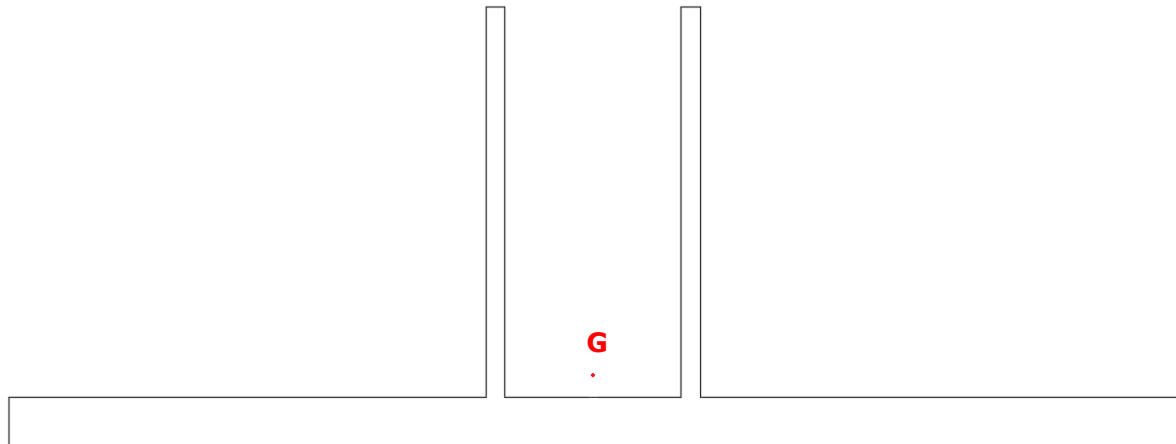
$$F_{t,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot A_s = \frac{450}{1.15} \cdot 353 \cdot 10^{-3} = 138.13 kN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_s}{\sqrt{3}} = \frac{450}{1.15} \cdot \frac{353}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 79.75 kN$$

La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica lato acciaio - piastra

La piastra ha dimensioni 600x350x25mm ed è munita di due nervature di altezza 200mm e spessore 10mm. Si ricava:



```

----- REGIONI -----
Area:                190.0000
Perimetro:           205.0000
Casella di delimitazione:  X: 175.3184 -- 235.3184
                        Y: 46.3816 -- 68.8816
Baricentro:          X: 205.3184
                        Y: 50.0000
Momenti di inerzia:  X: 480407.8952
                        Y: 8055579.2908
Prodotti di inerzia: XY: -1950524.6442
Raggi di girazione:  X: 50.2838
                        Y: 205.9072
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
I: 5408.1689 lungo [1.0000 0.0000]
J: 46003.3333 lungo [0.0000 1.0000]
    
```

Si ricava quindi il modulo di resistenza:

$$W = \frac{J}{y_G} = \frac{5408}{19.13} = 282.70 \text{ cm}^3$$

Da cui:

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 282.70 \cdot 10^{-3} = 95.57 \text{ kNm}$$

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 depurando della superficie di sovrapposizione. Si ottiene:

$$S_{cls} = \frac{1}{2} \pi \cdot a - \frac{1}{4} 2\pi \cdot a' \sqrt{\frac{r_{\min}^2 + r_{\max}^2}{2}} = \frac{1}{2} \pi \cdot 360 \cdot 413 - \frac{1}{2} \pi \cdot 245 \sqrt{\frac{104^2 + 219^2}{2}} = 167588 \text{ mm}^2$$

Pertanto:

$$F_{ct,Rd} = \frac{f_{ctk1,0.05}}{\gamma_c} \cdot S_{cls} = \frac{1.1}{1.5} \cdot S_{cls} = 122.90kN$$

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

$$A_{cls} = \pi r \cdot L_E = \pi \cdot 24 \cdot 360 = 27143 \text{ mm}^2$$

Da cui:

$$F_{cv,Rd} = \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \cdot A_{cls} = \frac{12}{1.5} \cdot A_{cls} = 217.14kN$$

Le verifiche sono soddisfatte.

Verifica inghisaggi di cucitura

Il nuovo pilastro ed il muro esistente sono resi collaboranti inserendo 6+6 barre ad aderenza migliorata $\Phi 12$ inghisate nel calcestruzzo esistente ed annegate nel getto di nuova realizzazione.

Tali ferri vengono dimensionati in relazione al taglio ed al relativo momento di trasporto. Si ricava:

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_1} + \frac{V \cdot h_{pil}}{n_2 \cdot 2b} = \frac{28.35}{12} + \frac{28.35 \cdot 1.40}{4 \cdot 2 \cdot 0.80} = 8.56kN$$

Per quanto riguarda i tondini di acciaio:

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_s}{\sqrt{3}} = \frac{450}{1.15} \cdot \frac{113}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 25.56kN$$

Per il calcestruzzo, invece, si calcola l'area resistente del semi-cilindro:

$$A_{cls} = \pi r \cdot L_E = \pi \cdot 12 \cdot 150 = 5655 \text{ mm}^2$$

Da cui:

$$F_{cv,Rd} = \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \cdot A_{cls} = \frac{12}{1.5} \cdot A_{cls} = 45.24kN$$

Le verifiche sono soddisfatte.

13.4.3 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTE M02 E M244

Il collegamento viene realizzato mediante 2+2 bulloni M24 cl.8.8 che collegano la piastra su cui è saldato il montante a quella intestata sul micropalo. Di seguito si riporta un'immagine del collegamento:

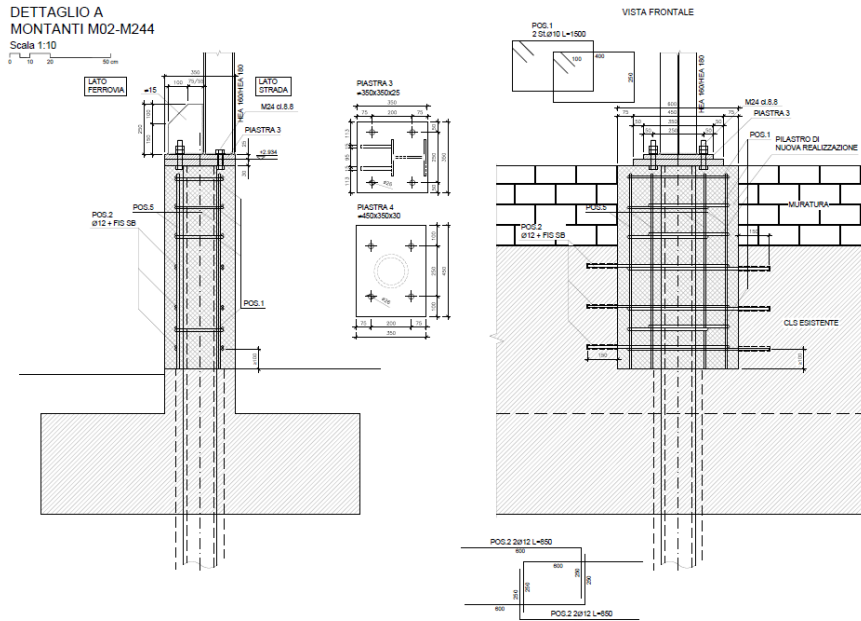


Figura 38 – Dettaglio del giunto di base montanti M02 e M244

Sollecitazioni

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

$$F_{t,Ed} = \frac{(M + N \cdot e/b)}{n_1} = \frac{(65.83 + 10.40 \cdot 0.10 / 0.20)}{2} = 167.18 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_2} = \frac{27.72}{4} = 6.93 \text{ kN}$$

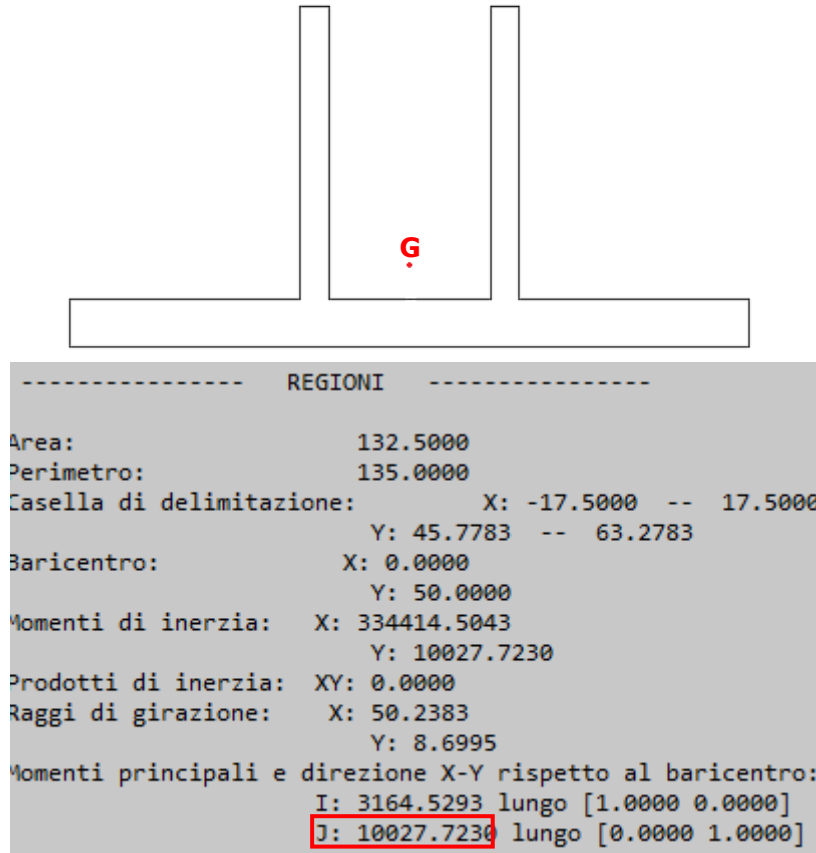
Verifica lato acciaio – bulloni

Vengono utilizzati bulloni ad alta resistenza, per i quali si ottiene:

La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica lato acciaio - piastra

La piastra ha dimensioni 350x350x25mm ed è munita di due nervature di altezza 150mm e spessore 15mm. Si ricava:



Si ricava quindi il modulo di resistenza:

$$W = \frac{J}{y_G} = \frac{3164}{13.28} = 238.25 \text{ cm}^3$$

Da cui:

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 238.25 \cdot 10^{-3} = 80.55 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica inghisaggi di cucitura

Il nuovo pilastro ed il muro esistente sono resi collaboranti inserendo 6+6 barre ad aderenza migliorata $\Phi 12$ inghisate nel calcestruzzo esistente ed annegate nel getto di nuova realizzazione.

Tali ferri vengono dimensionati in relazione al taglio ed al relativo momento di trasporto. Si ricava:

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_1} + \frac{V \cdot h_{pil}}{2b} = \frac{27.72}{12} + \frac{27.72 \cdot 1.40}{2 \cdot 0.80} = 8.37 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda i tondini di acciaio:

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_s}{\sqrt{3}} = \frac{450}{1.15} \cdot \frac{113}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 25.56 kN$$

Per il calcestruzzo, invece, si calcola l'area resistente del semi-cilindro:

$$A_{cls} = \pi \cdot L_E = \pi \cdot 12 \cdot 150 = 5655 \text{ mm}^2$$

Da cui:

$$F_{cv,Rd} = \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \cdot A_{cls} = \frac{12}{1.5} \cdot A_{cls} = 45.24 kN$$

Le verifiche sono soddisfatte.

13.5 VERIFICA DEI CORRENTI Z 100x60x4MM

Di seguito le caratteristiche dei profili orizzontali Z 100x60x4mm:

Z->100X60X4		
Geometria		
Principali		
B	60.0	mm
B2	60	mm
H	100.0	mm
Spessori		
t1	4.0	mm
t2	4.0	mm
t3	4.0	mm
Raccordi		
R1	0.00	mm
Caratteristiche Elastiche		
Generali		
Peso	6.66	daN/m
Area	8.48	cm ²
rx	4.0	cm
ry	2.5	cm
ru	4.5	cm
rv	1.4	cm
xg	0.20	cm
yg	5.00	cm
It	0.45	cm ⁴
Momenti d'inerzia		
Jx	136.61	cm ⁴
Jy	52.08	cm ⁴
Jxy	-64.51	cm ⁴
Ju	171.47	cm ⁴
Jv	17.22	cm ⁴
Moduli di resistenza		
Wx	27.32	cm ³
Wy	8.98	cm ³

Il profilo viene studiato considerando lo schema di una trave in semplice appoggio soggetto al sovraccarico permanente dovuto alla pannellatura cieca con lamiera e al carico del vento. Poiché la campata massima, corrispondente alla massima lunghezza del profilo, è di 4.00m, si ottiene:

$$M_{Ed,y} = \frac{q_{svp} \cdot l^2}{8} = \frac{(1.3 \cdot 0.20 \cdot 1.50) \cdot 4^2}{8} = 0.78 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,z} = \frac{q_{vento} \cdot l^2}{8} = \frac{(1.5 \cdot 0.96 \cdot 1.50) \cdot 4^2}{8} = 4.32 \text{ kNm}$$

Pertanto:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{0.78}{3.04} + \frac{4.32}{9.24} = 0.73 < 1$$

Per quanto riguarda la deformazione, si ricava:

$$f_y = \frac{1}{384} \frac{q_{svp} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{1}{384} \frac{(0.20 \cdot 1.50) \cdot 4^4}{210000 \cdot 52.08 \cdot 10^4} \cdot 10^{12} = 1.83 \text{ mm} < \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

$$f_z = \frac{1}{384} \frac{q_{vento} \cdot l^4}{E \cdot I_z} = \frac{1}{384} \frac{(0.96 \cdot 1.50) \cdot 4^4}{210000 \cdot 136.61 \cdot 10^4} \cdot 10^{12} = 3.35 \text{ mm} < \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

Le verifiche sono soddisfatte.

Per quanto riguarda gli effetti di bordo, la condizione più gravosa si produce nella campata da 3.50m con un carico di vento applicato pari a 2.24 kN/m² (campo B):

$$M_{Ed,y} = \frac{q_{svp} \cdot l^2}{8} = \frac{(1.3 \cdot 0.20 \cdot 1.50) \cdot 3^2}{8} = 0.44 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,z} = \frac{q_{vento} \cdot l^2}{8} = \frac{(1.5 \cdot 2.24 \cdot 1.50) \cdot 3^2}{8} = 5.67 \text{ kNm}$$

Da cui:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{0.44}{3.04} + \frac{5.67}{9.24} = 0.76 < 1$$

Per quanto riguarda la deformazione, si ricava:

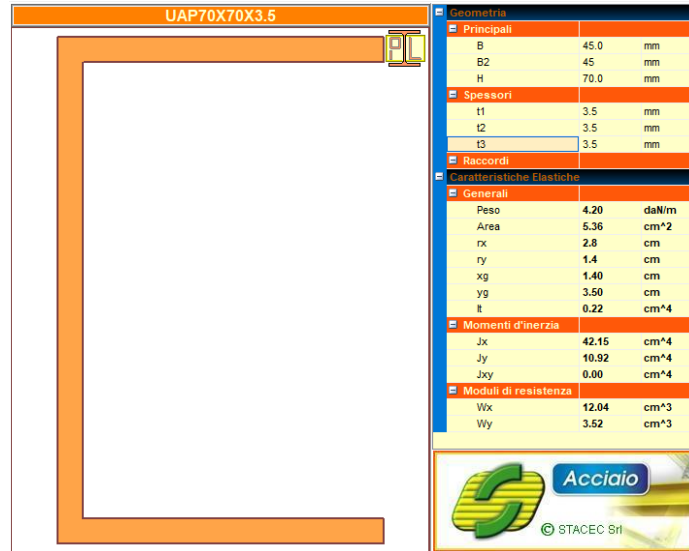
$$f_y = \frac{1}{384} \frac{q_{svp} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{1}{384} \frac{(0.20 \cdot 1.50) \cdot 3^4}{210000 \cdot 52.08 \cdot 10^4} \cdot 10^{12} = 0.58 \text{ mm} < \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

$$f_z = \frac{1}{384} \frac{q_{vento} \cdot l^4}{E \cdot I_z} = \frac{1}{384} \frac{(2.24 \cdot 1.50) \cdot 3^4}{210000 \cdot 136.61 \cdot 10^4} \cdot 10^{12} = 2.47 \text{ mm} < \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

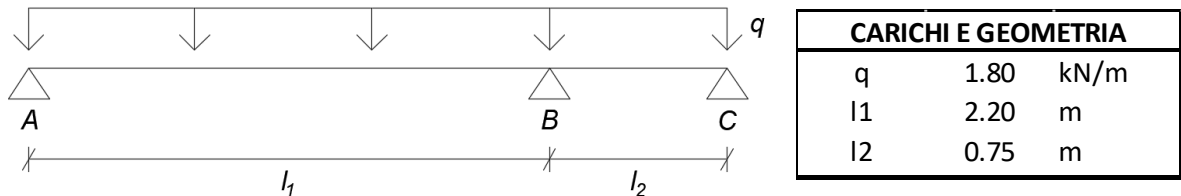
Le verifiche sono soddisfatte.

13.6 VERIFICA DEI PROFILI A C 70x70x3.5MM

Di seguito le caratteristiche montanti verticali per l'installazione del verde: trattandosi di profili custom muniti di ganci per l'attacco della rete elettrosaldata, la sezione reagente considerata è di un C 70x45x3.5mm.



Il profilo viene studiato considerando lo schema di una trave su tre appoggi a campate disuguali, uniformemente caricata dal vento (0.96 kN/m^2) e dal sovraccarico permanente della schermatura verde (1.00 kN/m^2).



La condizione più gravosa si produce per un interasse di 1.25m, si ottiene:

TAGLIO E MOMENTO		
TA	1.60	kN
TB1	-2.36	kN
TB2	1.80	kN
TC	0.45	kN
Mapp	-0.84	kNm
Mcamp1	0.71	kNm
Mcamp2	0.06	kNm

REAZIONI VINCOLARI		
VA	1.60	kN
VB	4.16	kN
VC	-0.45	kN

Poiché:

$$M_{Rd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 3.52 \cdot 10^{-3} = 1.19 \text{ kNm} > M_{Ed} = 0.84 \text{ kNm}$$

La verifica è soddisfatta.

13.7 VERIFICA DEI PROFILI A SBALZO DELLA STRUTTURA SECONDARIA

In corrispondenza delle campate vetrate sono da prevedersi degli elementi a sbalzo per il sostegno del rivestimento cieco e/o verde:

- In corrispondenza del rivestimento verde vengono inseriti due profili L75x50x4mm a cui vengono vincolati gli elementi a C a sostegno della rete cui appoggiati i greenbox;
- Per il rivestimento in lamiera viene prolungato il profilo a Z 100x60x4mm.

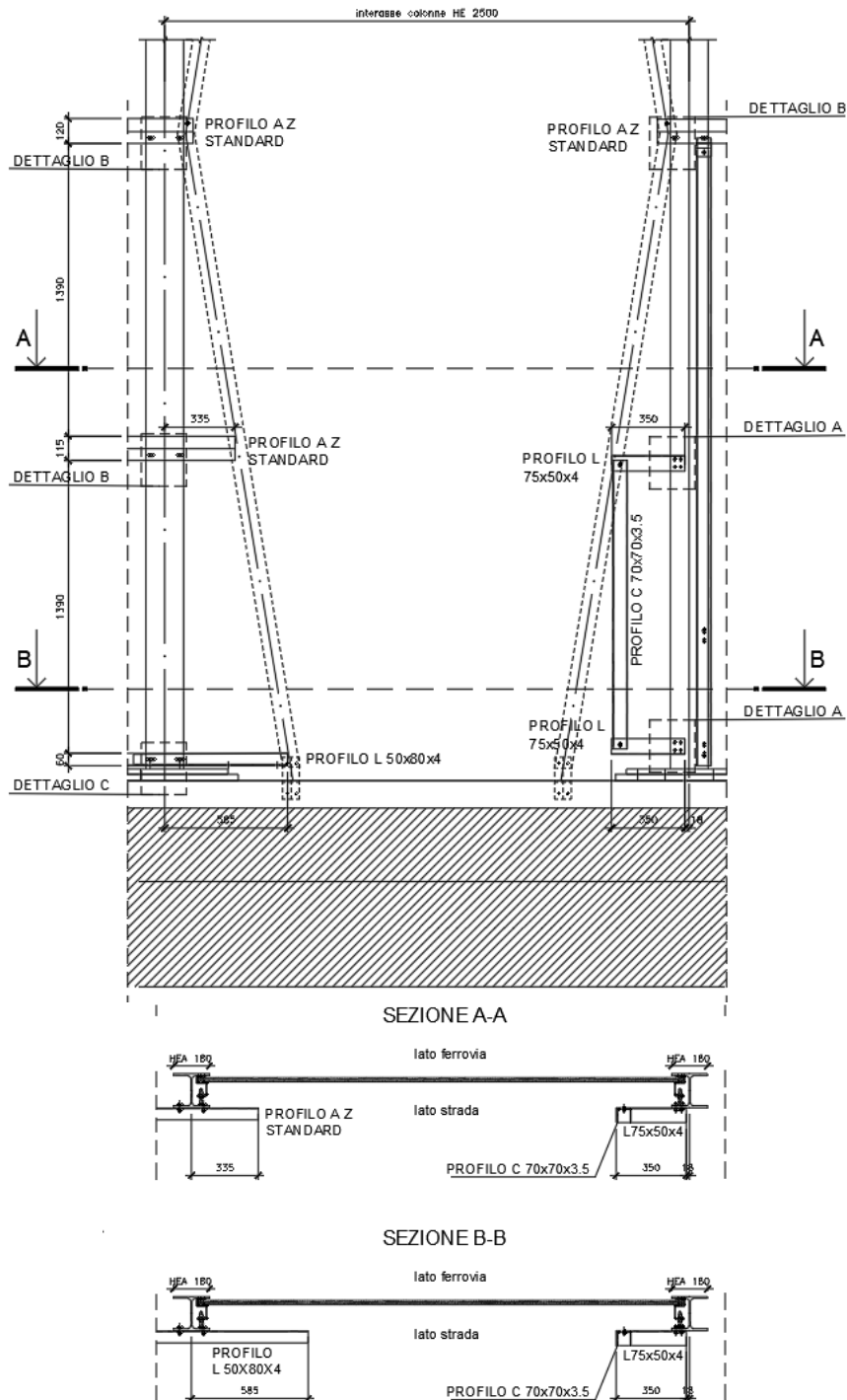
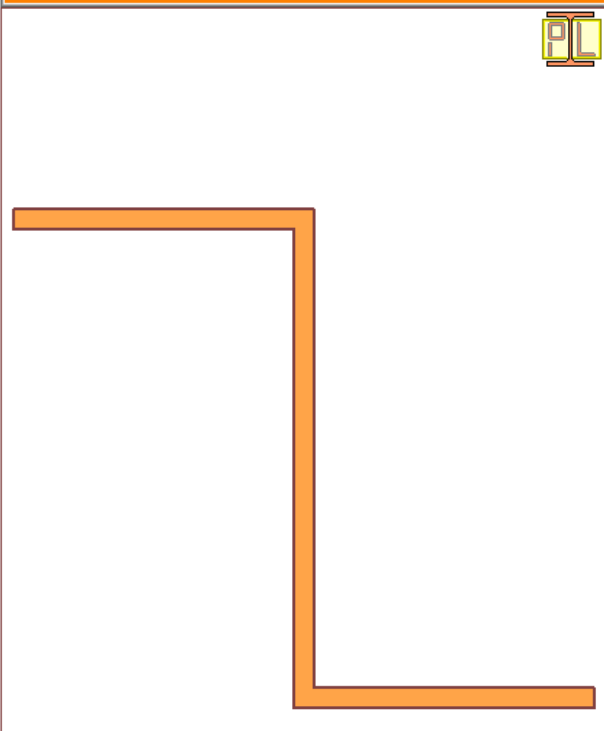


Figura 39 - Prospetto tipico campata vetrata e sezioni

13.7.1 PROFILO CONTINUO Z 100X60X4MM

Si riportano le caratteristiche del profilo in esame:

Z->100X60X4		
		
Geometria		
Principali		
B	60.0	mm
B2	60	mm
H	100.0	mm
Spessori		
t1	4.0	mm
t2	4.0	mm
t3	4.0	mm
Raccordi		
R1	0.00	mm
Caratteristiche Elastiche		
Generali		
Peso	6.66	daN/m
Area	8.48	cm ²
rx	4.0	cm
ry	2.5	cm
ru	4.5	cm
rv	1.4	cm
xg	0.20	cm
yg	5.00	cm
It	0.45	cm ⁴
Momenti d'inerzia		
Jx	136.61	cm ⁴
Jy	52.08	cm ⁴
Jxy	-64.51	cm ⁴
Ju	171.47	cm ⁴
Jv	17.22	cm ⁴
Moduli di resistenza		
Wx	27.32	cm ³
Wy	8.98	cm ³

Il profilo viene studiato considerando lo schema di una trave su più appoggi soggetto al sovraccarico permanente dovuto alla pannellatura cieca con lamiera e al carico del vento. Poiché la configurazione più sfavorevole prevede una campata $L=3.50m$ con due sbalzi di lunghezza $a=0.34m$ soggetta ad un carico di vento $q_c = 1.36kN/m^2$, si ottiene:

$$M_{Ed,SVP} = \frac{q_{svp} \cdot (L^2 - 4a^2)}{8} = \frac{(1.3 \cdot 0.20 \cdot 1.50) \cdot (3.50^2 - 4 \cdot 0.34^2)}{8} = 0.57 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,vento} = \frac{q_{vento} \cdot (L^2 - 4a^2)}{8} = \frac{(1.5 \cdot 1.36 \cdot 1.50) \cdot (3.50^2 - 4 \cdot 0.34^2)}{8} = 4.51 \text{ kNm}$$

Pertanto:

$$\frac{M_{Ed,SVP}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,vento}}{M_{Rd,z}} = \frac{0.57}{3.04} + \frac{4.51}{9.24} = 0.68 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica del collegamento

Le reazioni vincolari in appoggio valgono:

$$F_{Ed,SVP} = \frac{q \cdot (L + 2a)}{2} = \frac{(1.3 \cdot 0.20 \cdot 1.50) \cdot (3.5 + 2 \cdot 0.34)}{2} = 0.82kN$$

$$F_{Ed,vento} = \frac{q \cdot (L + 2a)}{2} = \frac{(1.5 \cdot 1.36 \cdot 1.50) \cdot (3.5 + 2 \cdot 0.34)}{2} = 6.40kN$$

Il profilo viene collegamento mediante 2 bulloni M10 cl.8.8:

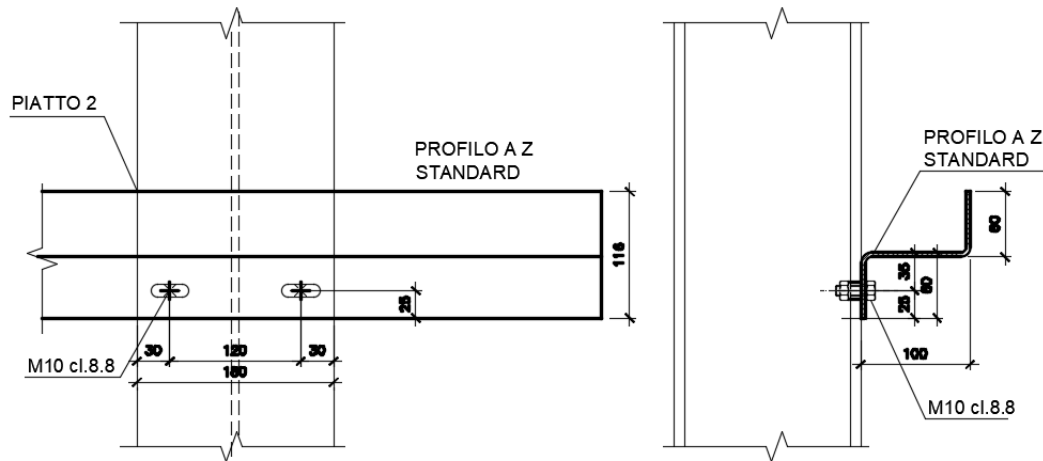


Figura 40 - Dettaglio collegamento Z 100x60x4mm nel tratto a sbalzo

Si ricava:

$$F_v = \frac{F_{Ed,SVP}}{n_{bull} \cdot n_{sez}} = \frac{0.82}{2 \cdot 1} = 0.41 \text{ kN}$$

$$F_t = \frac{F_{Ed,vento}}{n_{bull}} + \frac{(F_{Ed,SVP} \cdot d_y / b_{SVP})}{n_{bull}} + \frac{(F_{Ed,vento} \cdot d_z / b_{vento})}{n_{bull}}$$

$$= \frac{6.40}{2} + \frac{(0.82 \cdot 0.10 / 0.025)}{2} + \frac{(6.40 \cdot 0.095 / 0.035)}{2} = 13.53 \text{ kN}$$

Da cui:

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 | diametro d: 10 | f_{yb}: 640 | f_{ub}: 800 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

Area: 58.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd}: 22.27 kN
Resistenza a trazione F_{t,Rd}: 33.41 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd}: 0.41 | F_{t,Sd}: 13.53 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.018 + 0.289 = 0.308$ OK

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510) | f_u: 510 N/mm²

spessore t: 4 mm
diametro foro d_o: 11 mm
distanze bordo e₁: 25 | e₂: 30
passo p₁: 120 | p₂: 120

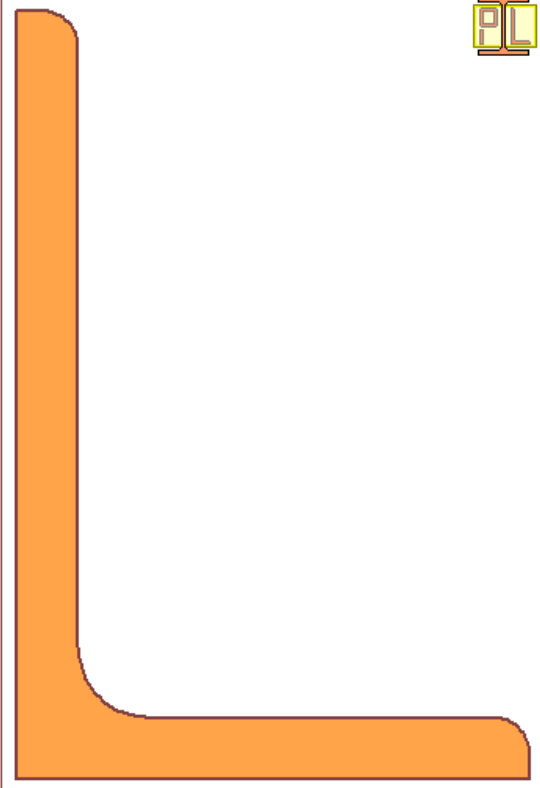
α: 0.758 | Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}: 30.91 kN Osservazioni

La verifica è soddisfatta.


13.7.2 PROFILO L75X50X4MM

Si riportano le caratteristiche del profilo L 75x50x4mm:

L75X50X4



Geometria		
Principali		
B	50.0	mm
H	75.0	mm
Spessori		
t1	6.0	mm
Raccordi		
R1	7.00	mm
Caratteristiche Elastiche		
Generali		
Peso	5.65	daN/m
Area	7.19	cm ²
rx	2.4	cm
ry	1.4	cm
xg	1.21	cm
yg	2.44	cm
It	0.86	cm ⁴
Momenti d'inerzia		
Jx	40.53	cm ⁴
Jy	14.44	cm ⁴
Jxy	-13.99	cm ⁴
Moduli di resistenza		
Wx	8.01	cm ³
Wy	3.81	cm ³


Acciaio
© STACEC Srl

Il profilo viene studiato considerando la condizione più sfavorevole (profilo centrale di lunghezza 0.35m), assumendo lo schema di una mensola con carico concentrato all'estremità dovuto al vento (2.24 kN/m²) ed al sovraccarico permanente della barriera verde (1.00 kN/m²).

Si ricava:

$$M_{Ed,SVP} = F_{Ed,SVP} \cdot L = 0.68 \cdot 0.35 = 0.24 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,vento} = F_{Ed,vento} \cdot L = 1.76 \cdot 0.35 = 0.62 \text{ kNm}$$

Pertanto:

$$\frac{M_{Ed,SVP}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,vento}}{M_{Rd,z}} = \frac{0.24}{1.28} + \frac{0.62}{2.70} = 0.41 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica del collegamento

Le reazioni vincolari in appoggio valgono:

$$F_{Ed,SVP} = q \cdot A_{infl} = (1.3 \cdot 1.00) \cdot 1.50 \cdot 0.35 = 0.68 \text{ kN}$$

$$F_{Ed,vento} = q \cdot L = (1.5 \cdot 2.24) \cdot 1.50 \cdot 0.35 = 1.76 \text{ kN}$$

Il profilo viene collegamento mediante 4 bulloni M12 cl.8.8:

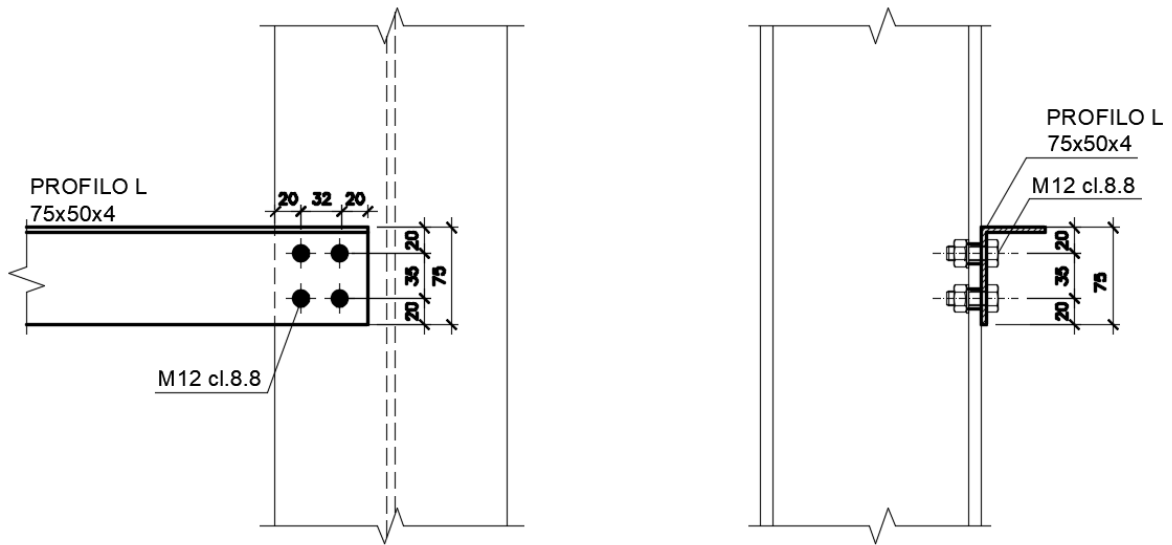


Figura 41 - Dettaglio collegamento L 75x50x4mm

Si ricava:

$$F_v = \frac{F_{Ed,SVP}}{n_{bull} \cdot n_{sez}} + \frac{(M_{Ed,SVP}/b_{SVP})}{n_{bull} \cdot n_{sez}} = \frac{0.68}{4 \cdot 1} + \frac{(0.24/0.032)}{2 \cdot 1} = 3.92 \text{ kN}$$

$$F_t = \frac{F_{Ed,vento}}{n_{bull}} + \frac{(M_{Ed,vento}/b_{vento})}{n_{bull}} = \frac{1.76}{4} + \frac{(0.62/0.032)}{2} = 10.13 \text{ kN}$$

Da cui:

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 diametro d: 12 f_{yb}: 640 f_{ub}: 800 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

Area: 84,3 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd}: 32,37 kN

Resistenza a trazione F_{t,Rd}: 48,56 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd}: 3,92 F_{t,Sd}: 10,13 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,121 + 0,149 = 0,270$ OK

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510) f_u: 510 N/mm²

spessore t: 4 mm

diametro foro d_o: 13 mm

distanze bordo e₁: 20 e₂: 20

passo p₁: 35 p₂: 32

α: 0,513

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}: 17,60 kN Osservazioni

La verifica è soddisfatta.

13.8 VERIFICA DEI PROFILI IN ALLUMINIO

I profili tubolari in alluminio 80x40mm non svolgono alcun ruolo portante, pertanto non sono oggetto di verifica secondo il D.M. 14.01.2008. Tuttavia, ai fini del dimensionamento è stato applicato il carico di vento pari a $q = 0.96 \cdot 0.08 = 0.08 \text{ kN/m}$, corrispondente ad un carico concentrato di circa 35 kg.

I profili dal P01 al P08 sono ancorati su 3 punti, mentre il P09 e il P10 prevedono solamente 2 punti di ancoraggio, come riportato nell'immagine seguente estratta dal modello di calcolo:

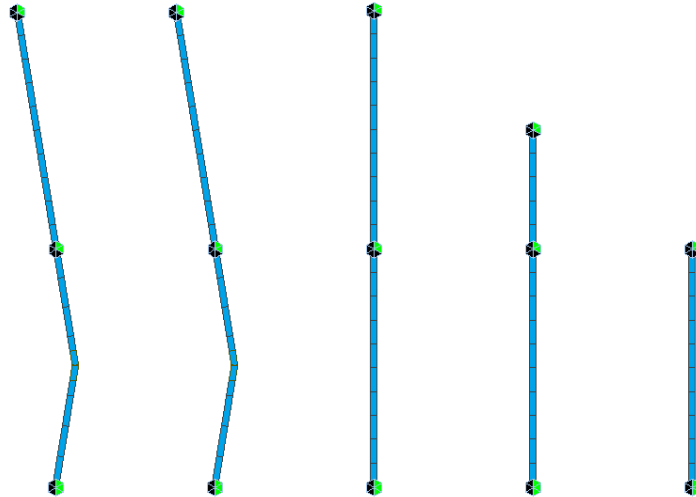



Figura 42 - Rami in alluminio: punti di ancoraggio

Prevedendo un alluminio EN-AW 6060 T4, la massima tensione a cui può essere soggetto il profilo è pari a:

$$f_d = \min \left\{ \frac{R_m}{\gamma_{M2}}; \frac{R_{p0.2}}{\gamma_{M0}} \right\} = \min \left\{ \frac{120}{1.25}; \frac{60}{1.10} \right\} = 55 \text{ MPa}$$

Dove le caratteristiche meccaniche sono desunte dalla scheda seguente:

	LEGA DI ALLUMINIO DA ESTRUSIONE Extrusion Aluminium Alloy		EN AW-6060
Caratteristiche fisiche			
massa volumica :	2,70	g / cm ³	conducibilità termica a 20°C
punto di fusione inferiore :	605	°C	- nello stato O: 2,09 W / cm °K
calore specifico tra 0° e 100°C:	890	J/Kg °K	- nello stato T6: 1,75 W / cm °K
modulo di elasticità lineare E:	69000	N / mm ²	coefficiente di dilatazione termica lineare
modulo elasticità tangenziale G:	26000	N / mm ²	- tra 20° e 100°C: 23,0 · 10 ⁻⁶ 1 / °K
			- tra 20° e 200°C: 24,0 · 10 ⁻⁶ 1 / °K
			- tra 20° e 300°C: 25,0 · 10 ⁻⁶ 1 / °K
			resistività elettrica a 20°C
			- nello stato O: 3,14 μΩ · cm
			- nello stato T6: 3,25 μΩ · cm
Composizione chimica secondo Norma Europea EN 573.3			
	Si	Fe	Cu
	Mn	Mg	Cr
	Zn	Ti	Altri
	ciascuno	totale	Al
EN AW-6060	0,30 ÷ 0,60	0,10 ÷ 0,30	0,10 max
	0,10 max	0,35 ÷ 0,60	0,05 max
	0,15 max	0,10 max	0,05 max
	0,05 max	0,15 max	resto

Proprietà meccaniche minime, secondo Norma Europea EN 755.2

Tipi di profilo	(1) stato fisico di fornitura	diametro D [mm] per tondi, o spess. S [mm] per barre, o spess. di parete e per profili	Carico di rottura a trazione R _m [MPa]		Carico limite di elasticità R _{p0.2} [MPa]		Allungamento	
			min	max	min	max	A % min	A _{50mm} % min
	T4 (*)		120	-	60	-	16	14
Tubo estruso	T5	e ≤ 15	160	-	120	-	8	6
	T6 (*)		190	-	150	-	8	6
	T64 (*)		180	-	120	-	12	10
	T66 (*)		215	-	160	-	8	6

Si riportano quindi in forma di mappa cromatica le tensioni massime allo SLU sui profili in alluminio:

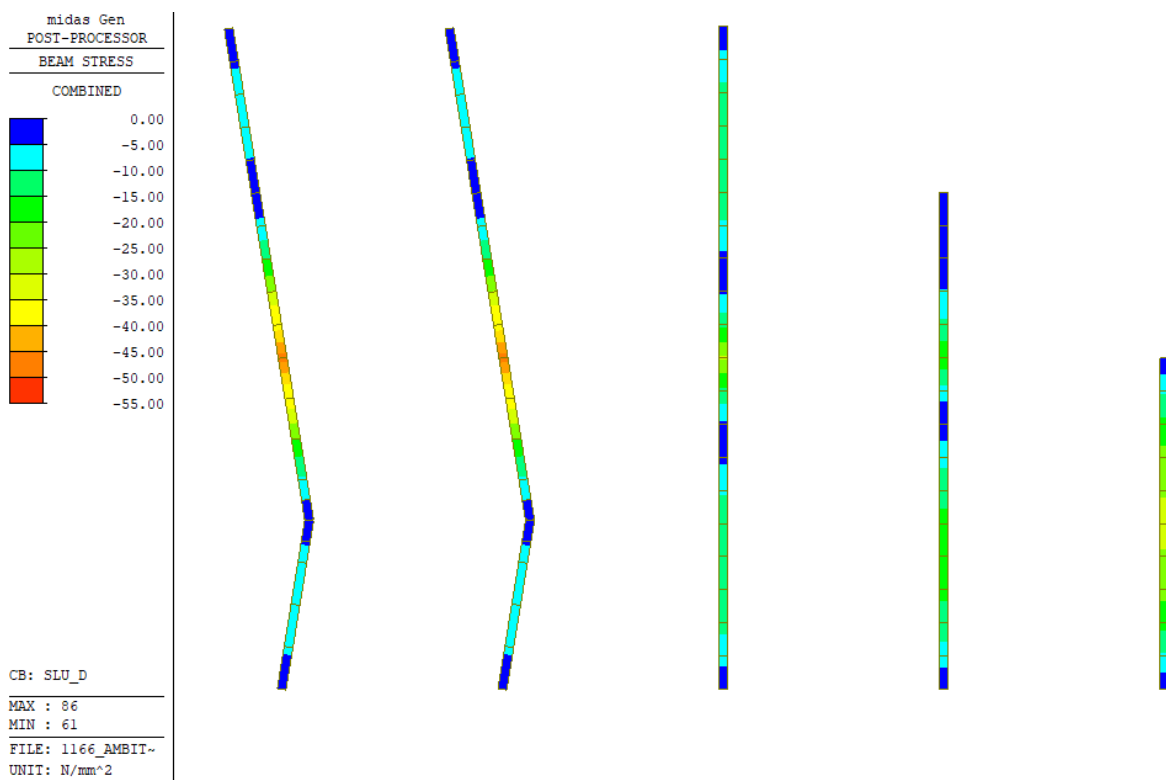


Figura 43 - Rami in alluminio: andamento delle tensioni

Poiché le tensioni sono inferiori al valore massimo ammissibile, la verifica è soddisfatta.

14 DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE STRUTTURALI BARRIERA H. 6.00M

Il seguente capitolo riporta la verifica della struttura primaria in acciaio (montanti e correnti) del tratto di barriera di altezza 6.00m: è stato modellato l'intero tratto in modo da poter valutare accuratamente le aree soggette agli effetti di bordo del vento. A tal proposito si riporta un'immagine del modello di calcolo, in cui i profili sono identificabili a seconda del colore:

HEA200	colore magenta
HEA220	colore verde
HEA240	colore azzurro
HEB240	colore arancione

Gli elementi orizzontali sono profili a Z di dimensione 100x60x4mm vincolati in semplice appoggio ai montanti.



Figura 44 - Prospetto del tratto di barriera alto 6.00m

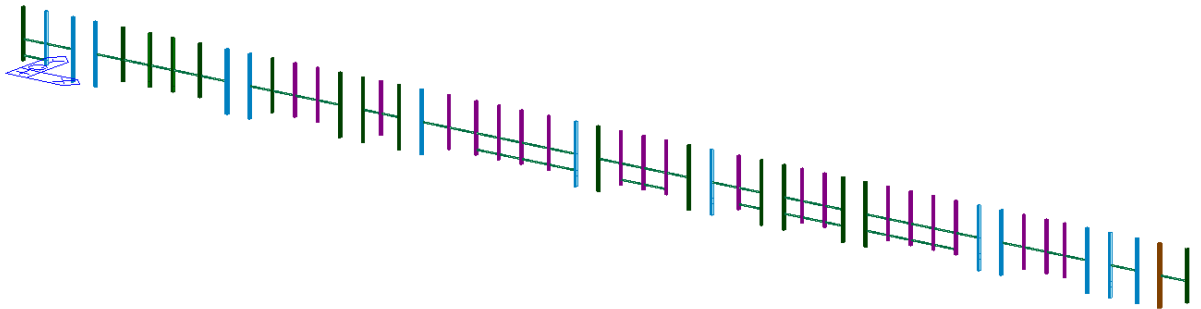


Figura 45 - Vista globale del tratto di barriera alto 6.00m

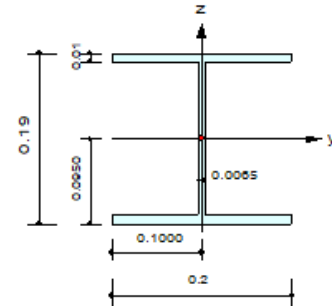
14.1 VERIFICHE DI RESISTENZA DEI MONTANTI IN ACCIAIO

Di seguito si riporta la verifica per del profilo più sollecitato per ciascuna tipologia di elemento estratta dal modello di calcolo:

Montante HEA200

Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 42
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : HEA200 (No:4)
 (Rolled : HEA200).
 Member Length : 5.00000



Member Forces

Axial Force Fxx = -14.645 (LCB: 3, POS:I)
 Bending Moments My = -58.410, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = -58.410, Myj = -19.440 (for Lb)
 Myi = -58.410, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = -0.0000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 2.82489 (LCB: 6, POS:I)
 Fzz = 22.5000 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.19000	Web Thick	0.00850
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01000
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01000
Area	0.00538	Asz	0.00124
Oyb	0.03130	Ozb	0.00500
Iyy	0.00004	Izz	0.00001
Ybar	0.10000	Zbar	0.00500
Wely	0.00039	Welz	0.00013
ry	0.08280	rz	0.04980

Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5.00000, Lz = 2.00000, Lb = 2.00000
 Effective Length Factors Ky = 2.00, Kz = 2.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 120.8 < 200.0$ (Memb:42, LCB: 3)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 14.64/1818.95 = 0.008 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 58.410/145.381 = 0.402 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/68.2261 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

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

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

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

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[RNRd, R_{max1}, (R_{oom} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.410 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

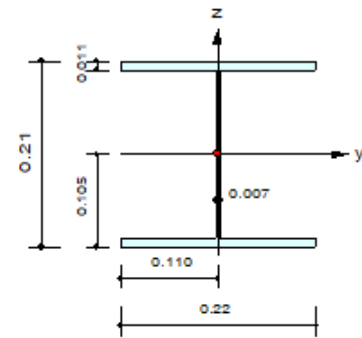
$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.003 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.064 < 1.000$ O.K

Montante HEA220

Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 1
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : HEA220 (No:7)
 (Rolled : HEA220).
 Member Length : 5.00000



Member Forces

Axial Force Fxx = -9.1938 (LCB: 3, POS:I)
 Bending Moments My = -69.931, Mz = -0.0000
 End Moments Myi = -69.931, Myj = -24.166 (for Lb)
 Myi = -69.931, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = -0.0000, Mzj = -0.0000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 3.64658 (LCB: 6, POS:I)
 Fzz = -25.043 (LCB: 3, POS:I)

Depth	0.21000	Web Thick	0.00700
Top F Width	0.22000	Top F Thick	0.01100
Bot.F Width	0.22000	Bot.F Thick	0.01100
Area	0.00643	Asz	0.00147
Oyb	0.03882	Ozb	0.00005
Iyy	0.00005	Izz	0.00002
Ybar	0.11000	Zbar	0.10500
Wely	0.00052	Welz	0.00018
ry	0.00170	rz	0.05510

Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5.00000, Lz = 2.00000, Lb = 2.00000
 Effective Length Factors Ky = 2.00, Kz = 2.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 130.9 < 200.0$ (Memb:15, LCB: 11)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 9.19/2173.95 = 0.004 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 69.931/192.038 = 0.364 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/90.7796 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{NRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{Alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{Beta}$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A*fy/Gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy}*A*fy/Gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy}*M_{Edy})/(X_{i_LT}*W_{ply}*fy/Gamma_{M1}) + (k_{yz}*M_{sdz})/(W_{plz}*fy/Gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz}*A*fy/Gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy}*M_{Edy})/(X_{i_LT}*W_{ply}*fy/Gamma_{M1}) + (K_{zz}*M_{sdz})/(W_{plz}*fy/Gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{NRd}, R_{max1}, (R_{oom}+R_{bend}), MAX(R_{c_LT1}+R_{b_LT1}, R_{c_LT2}+R_{b_LT2})] = 0.368 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

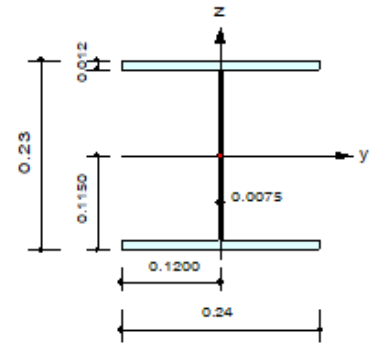
$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.004 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.062 < 1.000$ O.K

Montante HEA240

Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 25
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : HEA240 (No:8)
 (Rolled : HEA240).
 Member Length : 5.00000



Member Forces

Axial Force Fxx = -15.555 (LCB: 3, POS:I)
 Bending Moments My = -125.85, Mz = 0.00002
 End Moments Myi = -125.85, Myj = -104.83 (for Lb)
 Myi = -125.85, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00002, Mzj = 0.00002 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 3.14712 (LCB: 6, POS:I)
 Fzz = -42.049 (LCB: 3, POS:I)

Depth	0.23000	Web Thick	0.00750
Top F Width	0.24000	Top F Thick	0.01200
Bot.F Width	0.24000	Bot.F Thick	0.01200
Area	0.00768	Asz	0.00173
Cyb	0.04716	Czb	0.00720
Iyy	0.00008	Izz	0.00003
Ybar	0.12000	Zbar	0.11500
Wely	0.00068	Welz	0.00023
ry	0.10100	rz	0.06000

Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5.00000, Lz = 0.50000, Lb = 0.50000
 Effective Length Factors Ky = 2.00, Kz = 2.00
 Equivalent Uniform Moment Factors CmY = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 118.8 < 200.0$ (Memb:3, LCB: 11)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 15.55/2596.57 = 0.006 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 125.851/251.543 = 0.500 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.000/117.825 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

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

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{Alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{Beta}$

$R_{com} = N_{Ed}/(A*fy/Gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy}*A*fy/Gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy}*M_{Edy})/(X_{i_LT}*W_{ply}*fy/Gamma_{M1}) + (k_{yz}*M_{sdz})/(W_{plz}*fy/Gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz}*A*fy/Gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy}*M_{Edy})/(X_{i_LT}*W_{ply}*fy/Gamma_{M1}) + (K_{zz}*M_{sdz})/(W_{plz}*fy/Gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[RNRd, R_{max1}, (R_{com}+R_{bend}), MAX(R_{c_LT1}+R_{b_LT1}, R_{c_LT2}+R_{b_LT2})] = 0.506 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

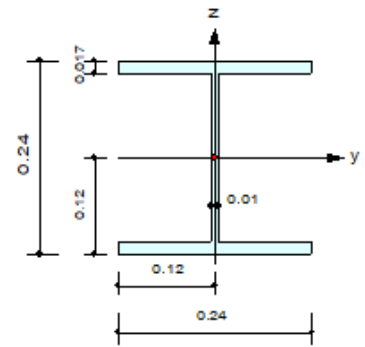
$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.003 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.086 < 1.000$ O.K

Montante HEB240

Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 2
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : HEB240 (No:9)
 (Rolled : HEB240).
 Member Length : 6.00000



Member Forces

Axial Force Fxx = -17.216 (LCB: 3, POS:I)
 Bending Moments My = -167.87, Mz = -0.0000
 End Moments Myi = -167.87, Myj = -125.20 (for Lb)
 Myi = -167.87, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = -0.0000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 1.86108 (LCB: 6, POS:1/2)
 Fzz = -43.942 (LCB: 3, POS:I)

Depth	0.24000	Web Thick	0.01000
Top F Width	0.24000	Top F Thick	0.01700
Bot.F Width	0.24000	Bot.F Thick	0.01700
Area	0.01000	Asz	0.00240
Oyb	0.05080	Ozb	0.00720
Iyy	0.00011	Izz	0.00004
Ybar	0.12000	Zbar	0.12000
Wely	0.00004	Welz	0.00033
ry	0.10300	rz	0.00080

Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 6.00000, Lz = 1.00000, Lb = 1.00000
 Effective Length Factors Ky = 2.00, Kz = 2.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

Checking Results

Slenderness Ratio

KL/r = 116.5 < 200.0 (Memb:2, LCB: 3)..... O.K

Axial Resistance

N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 17.22/3583.81 = 0.005 < 1.000 O.K

Bending Resistance

M_Edy/M_Rdy = 167.872/356.352 = 0.471 < 1.000 O.K

M_Edz/M_Rdz = 0.000/167.273 = 0.000 < 1.000 O.K

Combined Resistance

RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]

Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta

Room = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd

Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)

Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)

Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)

Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)

Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Room+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.476 < 1.000 .. O.K

Shear Resistance

V_Edy/Vy_Rd = 0.001 < 1.000 O.K

V_Edz/Vz_Rd = 0.068 < 1.000 O.K

14.2 VERIFICHE DI DEFORMABILITA' DEI MONTANTI IN ACCIAIO

Si riporta la mappa cromatica dell'involuppo degli spostamenti dei montanti.
Per quanto riguarda i montanti installati sul muro in calcestruzzo si ottiene:

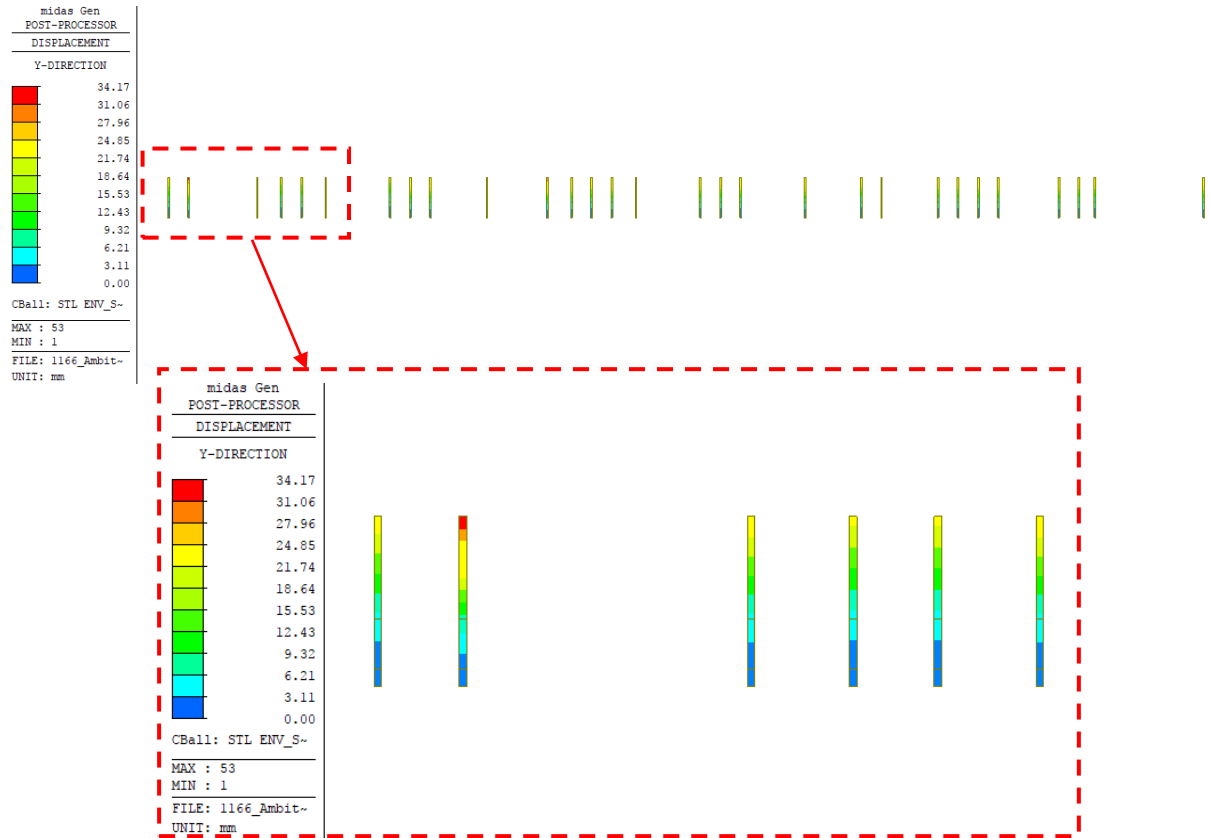


Figura 46 – Involuppo degli spostamenti orizzontali barriera h. 6.00m – montanti su muro

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 superiore a 4.50m dev'essere minore di:

$$d_{\max} = \frac{H_{\text{montante}}}{150} = \frac{5500}{150} = 36.67 \text{ mm} > 34.17 \text{ mm}$$

Poiché il massimo spostamento è pari a 34.17mm, la verifica è soddisfatta.

Per i montanti a tutta altezza, invece, si ricava:

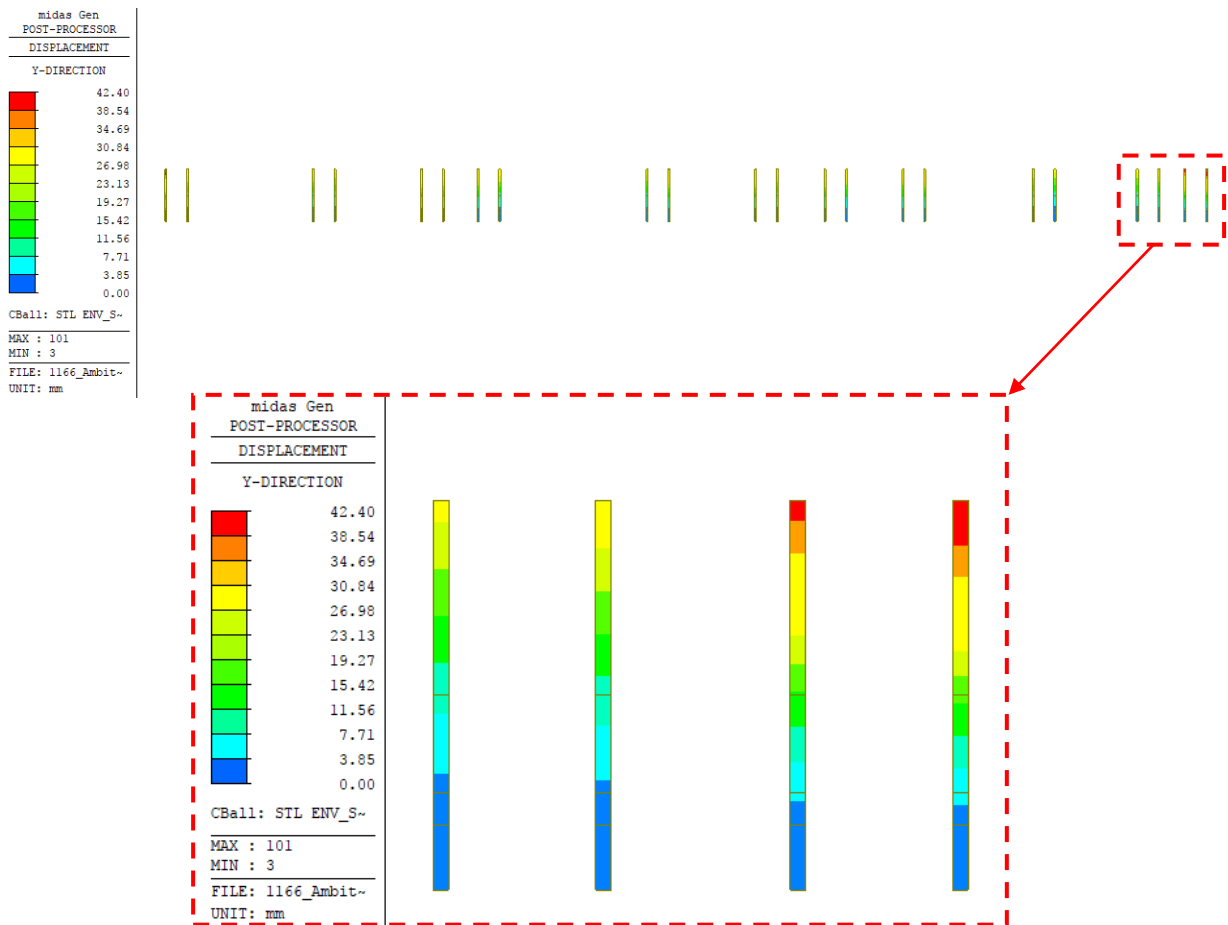


Figura 47 – Inviluppo degli spostamenti orizzontali barriera h. 6.00m – montanti con vetro

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 superiore a 4.50m dev'essere minore di:

$$d_{\max} = \frac{H_{\text{montante}}}{150} = \frac{6500}{150} = 43.33\text{mm} > 42.40\text{mm}$$

Poiché il massimo spostamento è pari a 42.40mm, la verifica è soddisfatta.

14.3.1 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE TIPOLOGICO

Il collegamento viene realizzato mediante 2+2 bulloni M24 cl.8.8 che collegano la piastra su cui è saldato il montante a quella intestata sul micropalo. Di seguito si riporta un'immagine del collegamento:

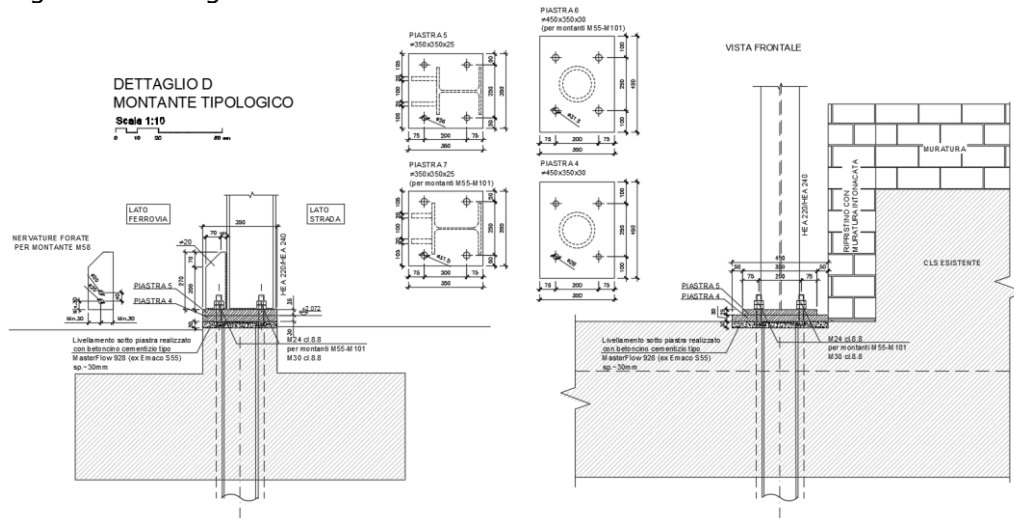


Figura 51 – Dettaglio del giunto di base tipologico barriera h. 6.00m

Sollecitazioni

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

$$F_{t,Ed} = \frac{(M + N \cdot e/b)}{n_1} = \frac{(71.35 + 14.47 \cdot 0.075/0.20)}{2} = 181.09kN$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_2} = \frac{22.50}{4} = 5.63kN$$

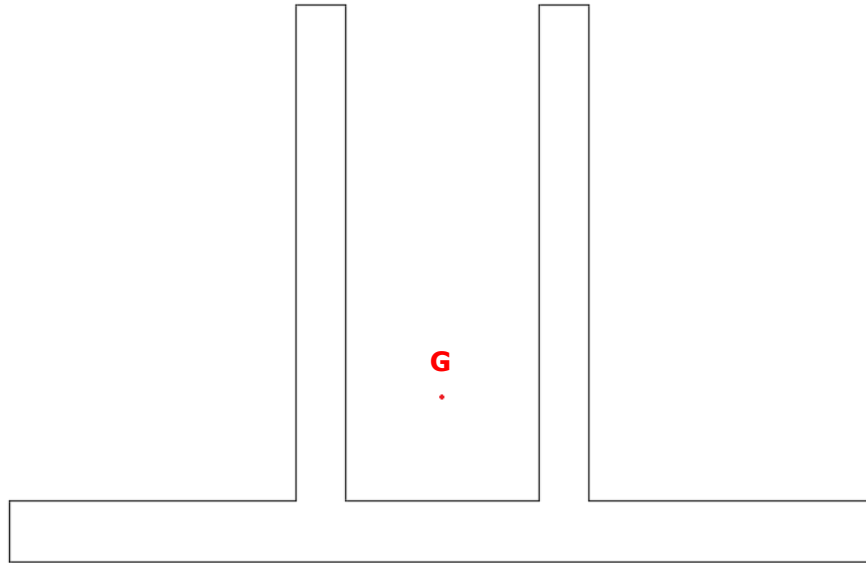
Verifica lato acciaio – bulloni

Vengono utilizzati bulloni ad alta resistenza, per i quali si ottiene:

La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica lato acciaio - piastra

La piastra ha dimensioni 350x350x25mm ed è munita di due nervature di altezza 200mm e spessore 20mm. Si ricava:



```
----- REGIONI -----
Area:                167.5000
Perimetro:           155.0000
Casella di delimitazione:  X: -117.5000 -- -82.5000
                        Y: 43.3769 -- 65.8769
Baricentro:          X: -100.0000
                        Y: 50.0000
Momenti di inerzia:  X: 426751.9937
                        Y: 1685891.3919
Prodotti di inerzia: XY: 837500.5750
Raggi di girazione:  X: 50.4755
                        Y: 100.3246
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
I: 8001.4187 lungo [1.0000 0.0000]
J: 10891.3919 lungo [0.0000 1.0000]
```

Si ricava quindi il modulo di resistenza:

$$W = \frac{J}{y_G} = \frac{8001}{15.87} = 504.15 \text{ cm}^3$$

Da cui:

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 504.15 \cdot 10^{-3} = 170.45 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

14.3.2 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTI M55 E M101

Il collegamento viene realizzato mediante 2+2 bulloni M30 cl.8.8 che collegano la piastra su cui è saldato il montante a quella intestata sul micropalo. Di seguito si riporta un'immagine del collegamento:

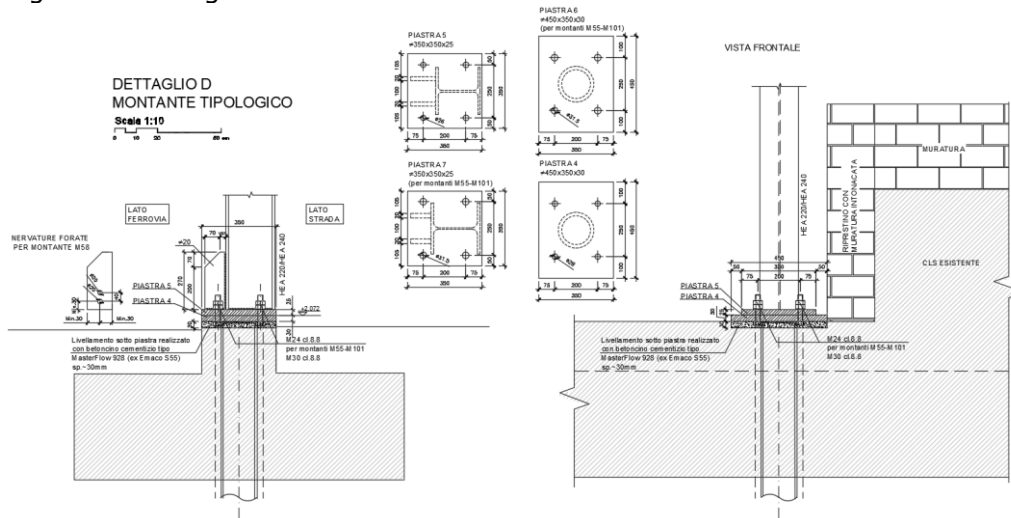


Figura 52 – Dettaglio del giunto di base montanti M55 e M101

Sollecitazioni

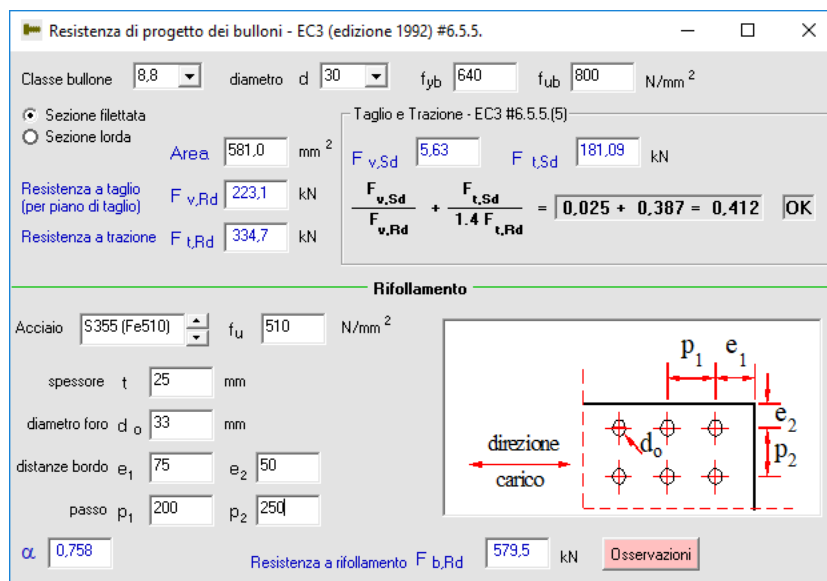
La trazione ed il taglio agenti sul singolo ancorante valgono rispettivamente:

$$F_{t,Ed} = \frac{(M + N \cdot e/b)}{n_1} = \frac{(114.28 + 15.46 \cdot 0.075 / 0.20)}{2} = 288.60 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_2} = \frac{60.53}{4} = 7.63 \text{ kN}$$

Verifica lato acciaio – bulloni

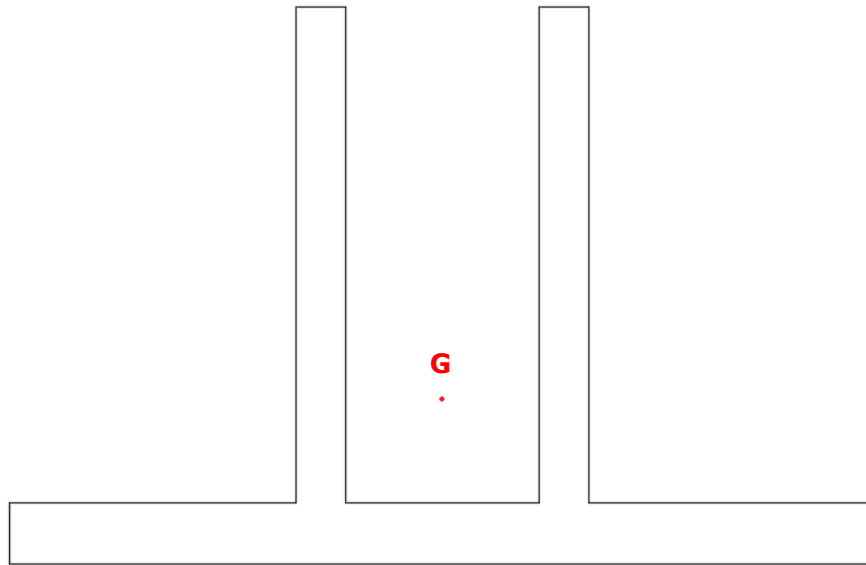
Vengono utilizzati bulloni ad alta resistenza, per i quali si ottiene:



La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica lato acciaio - piastra

La piastra ha dimensioni 350x350x25mm ed è munita di due nervature di altezza 200mm e spessore 20mm. Si ricava:



```
----- REGIONI -----
Area:                167.5000
Perimetro:           155.0000
Casella di delimitazione:  X: -117.5000 -- -82.5000
                        Y: 43.3769 -- 65.8769
Baricentro:          X: -100.0000
                        Y: 50.0000
Momenti di inerzia:  X: 426751.9937
                        Y: 1685891.3919
Prodotti di inerzia: XY: 837500.5750
Raggi di girazione:  X: 50.4755
                        Y: 100.3246
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
I: 8001.4187 lungo [1.0000 0.0000]
J: 10891.3919 lungo [0.0000 1.0000]
```

Si ricava quindi il modulo di resistenza:

$$W = \frac{J}{y_G} = \frac{8001}{15.87} = 504.15 \text{ cm}^3$$

Da cui:

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 504.15 \cdot 10^{-3} = 170.45 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

14.3.3 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTE M102

Il collegamento viene realizzato mediante 4+4 bulloni M24 cl.8.8 che collegano la piastra su cui è saldato il montante ad una intestata su due micropali. Di seguito si riporta un'immagine del collegamento:

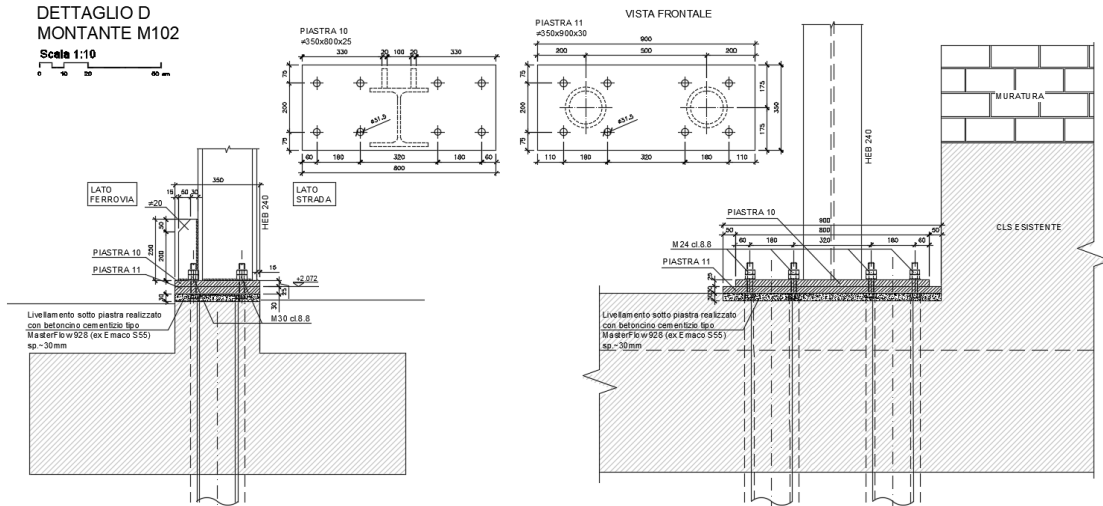


Figura 53 – Dettaglio del giunto di base montante M102

Sollecitazioni

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

$$F_{t,Ed} = \frac{(M + N \cdot e/b)}{n_1} = \frac{(167.87 + 17.22 \cdot 0.075 / 0.20)}{4} = 211.45 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_2} = \frac{43.95}{8} = 5.49 \text{ kN}$$

Verifica lato acciaio – bulloni

Vengono utilizzati bulloni ad alta resistenza, per i quali si ottiene:

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8,8 diametro d: 24 f_{yb}: 640 f_{ub}: 800 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

Area: 353,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd}: 135,6 kN
 Resistenza a trazione F_{t,Rd}: 203,3 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5(5)

F_{v,Sd}: 5,49 F_{t,Sd}: 211,45 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,041 + 0,743 = 0,783$ OK

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510) f_u: 510 N/mm²

spessore t: 25 mm
 diametro foro d_o: 26 mm

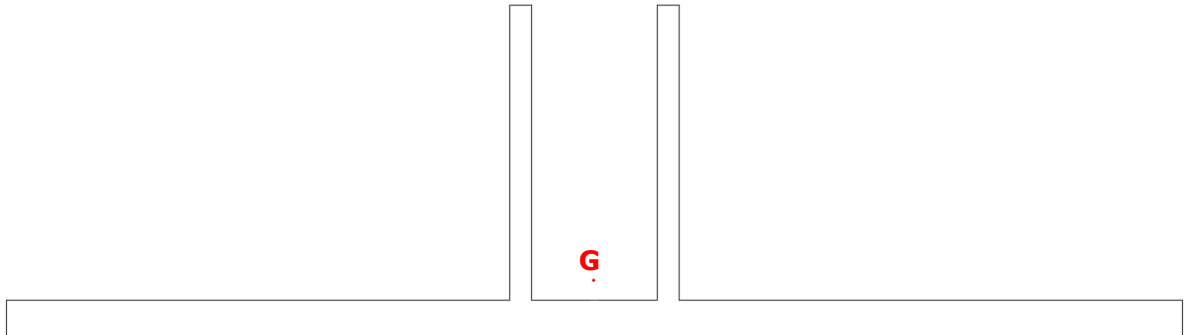
distanze bordo e₁: 75 e₂: 60
 passo p₁: 200 p₂: 180

α: 0,962 Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}: 588,5 kN Osservazioni

La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica lato acciaio - piastra

La piastra ha dimensioni 800x350x25mm ed è munita di due nervature di altezza 200mm e spessore 20mm. Si ricava:



```
----- REGIONI -----
Area:                280.0000
Perimetro:           245.0000
Casella di delimitazione: X: 260.0000 -- 340.0000
                        Y: 45.5357 -- 68.0357
Baricentro:          X: 300.0000
                        Y: 50.0000
Momenti di inerzia:  X: 710001.5834
                        Y: 25308700.5157
Prodotti di inerzia: XY: -4199996.4201
Raggi di girazione:  X: 50.3559
                        Y: 300.6463
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
I: 10002.9762 lungo [1.0000 0.0000]
J: 108693.3333 lungo [0.0000 1.0000]
```

Si ricava quindi il modulo di resistenza:

$$W = \frac{J}{y_G} = \frac{10003}{18.04} = 554.49 \text{ cm}^3$$

Da cui:

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 554.49 \cdot 10^{-3} = 187.47 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

14.4 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTI SU MURO

Si riportano in forma di mappe cromatiche le sollecitazioni sui montanti su muro:

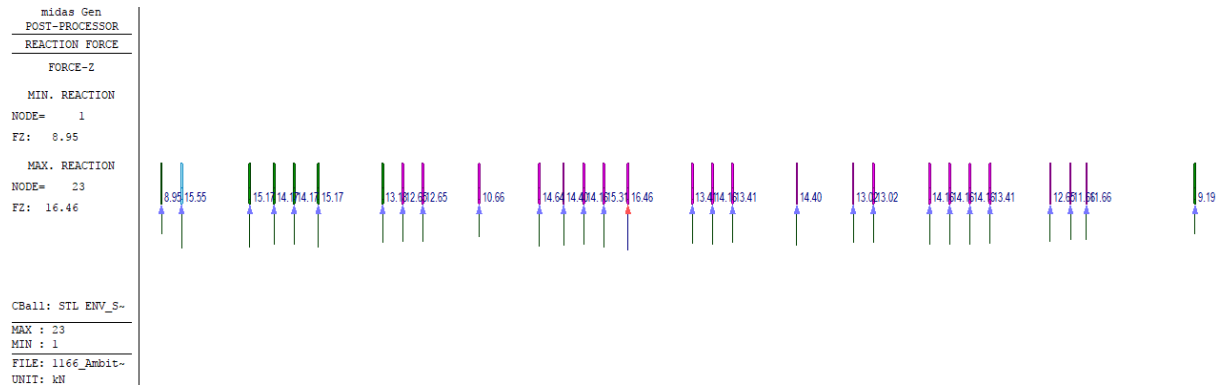


Figura 54 – Involuppo dello sforzo normale barriera h. 6.00m – montanti su muro



Figura 55 – Involuppo del taglio barriera h. 6.00m – montanti su muro

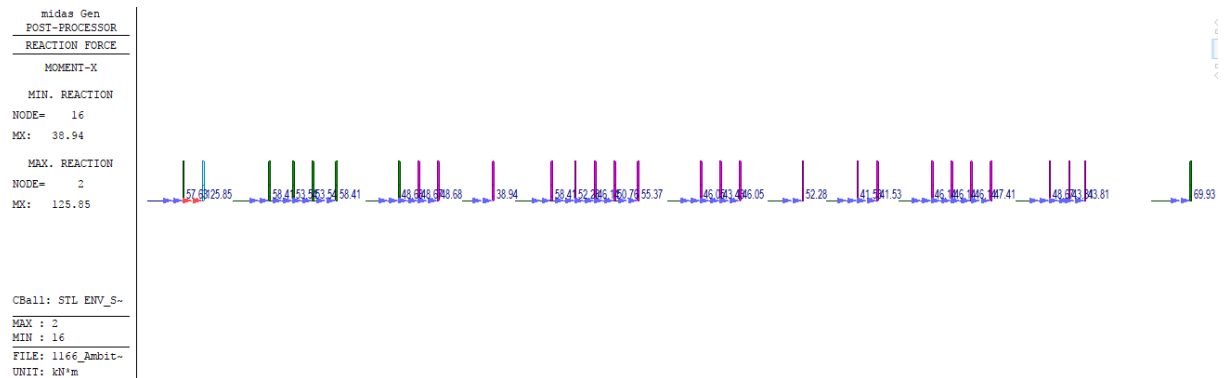


Figura 56 – Involuppo del momento flettente barriera h. 6.00m – montanti su muro

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

	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
TIPOLOGICO	15.17	19.49	58.41
M54	15.55	42.05	125.85
M103	15.55	25.04	69.93

Di seguito si riportano le verifiche dei giunti di collegamento.

14.4.1 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE TIPOLOGICO

Il collegamento viene realizzato mediante 4 barre ad aderenza migliorata $\Phi 25$ inghisate nel calcestruzzo esistente per 440mm ed annegate nel cordolo di nuova realizzazione e 4 bulloni M30 cl.8.8 ad esse connesse mediante boccia. Di seguito si riporta un'immagine del collegamento:

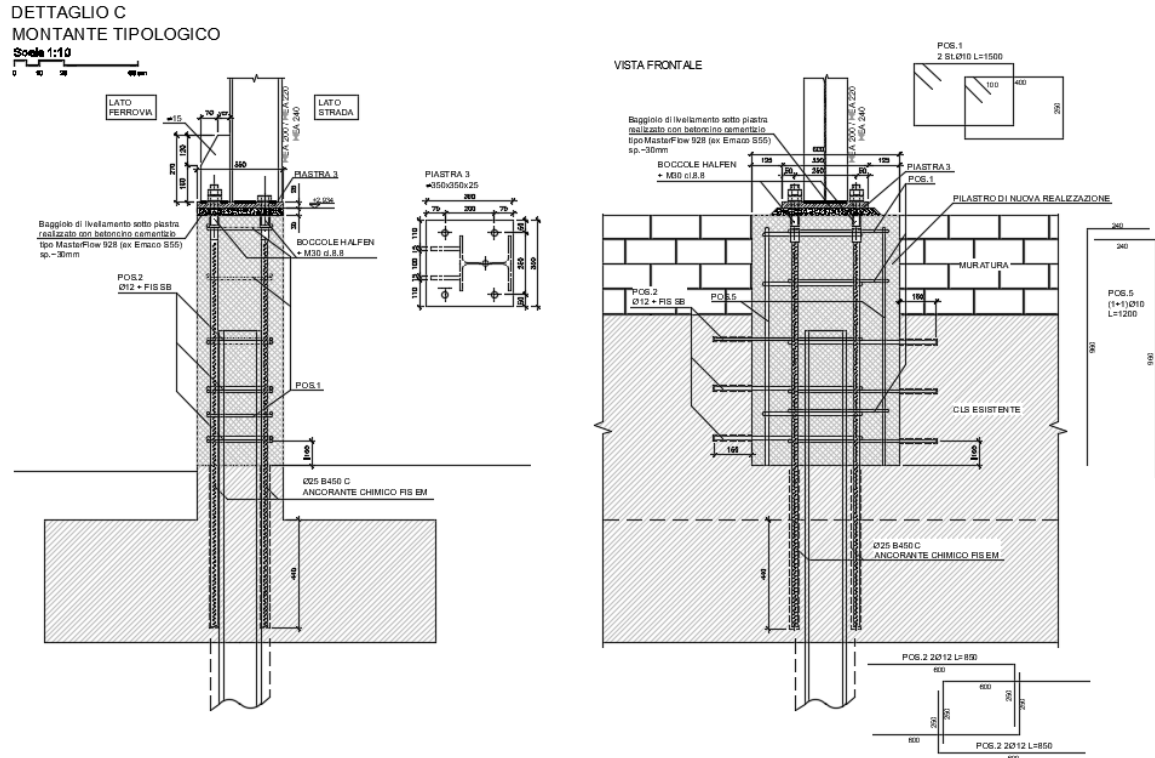


Figura 57 – Dettaglio del giunto di base tipologico barriera h. 6.00m

Sollecitazioni

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

$$F_{t,Ed} = \frac{(M + N \cdot e/b)}{n_1} = \frac{(58.41 + 15.17 \cdot 0.075 / 0.20)}{2} = 148.87kN$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_2} = \frac{19.49}{4} = 4.87kN$$

Verifica lato acciaio – barre e viti

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

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot A_s = \frac{450}{1.15} \cdot 491 \cdot 10^{-3} = 192.13kN$$

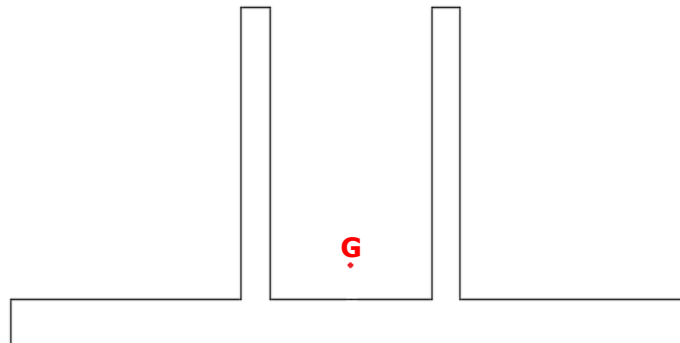
$$F_{v,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_s}{\sqrt{3}} = \frac{450}{1.15} \cdot \frac{491}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 110.93kN$$

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 150mm e spessore 15mm. Si ricava:



```

----- REGIONI -----
Area:                132.5000
Perimetro:           135.0000
Casella di delimitazione:  X: -17.5000 -- 17.5000
                          Y: 45.7783 -- 63.2783
Baricentro:          X: 0.0000
                          Y: 50.0000
Momenti di inerzia:  X: 334414.5043
                          Y: 10027.7230
Prodotti di inerzia: XY: 0.0000
Raggi di girazione:  X: 50.2383
                          Y: 8.6995
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
I: 3164.5293 lungo [1.0000 0.0000]
J: 10027.7230 lungo [0.0000 1.0000]
    
```

Si ricava quindi il modulo di resistenza:

$$W = \frac{J}{y_G} = \frac{3164}{13.28} = 238.25 \text{ cm}^3$$

Da cui:

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 238.25 \cdot 10^{-3} = 80.55 \text{ kNm}$$

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 depurando della superficie di sovrapposizione. Si ottiene:

$$S_{cls} = \pi r \cdot a - \frac{1}{2} 2\pi \cdot a' \sqrt{\frac{r_{\min}^2 + r_{\max}^2}{2}} = \pi \cdot 279 \cdot 508 - \pi \cdot 325 \sqrt{\frac{148^2 + 243^2}{2}} = 239737 \text{ mm}^2$$

Pertanto:

$$F_{ct,Rd} = \frac{f_{ctk1,0.05}}{\gamma_c} \cdot S_{cls} = \frac{1.1}{1.5} \cdot S_{cls} = 175.81 \text{ kN}$$

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

$$A_{cls} = \pi r \cdot L_E = \pi \cdot 25 \cdot 440 = 34556 \text{ mm}^2$$

Da cui:

$$F_{cv,Rd} = \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \cdot A_{cls} = \frac{12}{1.5} \cdot A_{cls} = 276.45 \text{ kN}$$

Le verifiche sono soddisfatte.

Verifica inghisaggi di cucitura

Il nuovo pilastro ed il muro esistente sono resi collaboranti inserendo 6+6 barre ad aderenza migliorata $\Phi 12$ inghisate nel calcestruzzo esistente ed annegate nel getto di nuova realizzazione.

Tali ferri vengono dimensionati in relazione al taglio ed al relativo momento di trasporto.

Si ricava:

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_1} + \frac{V \cdot h_{pil}}{2b n_2} = \frac{19.49}{12} + \frac{19.49 \cdot 1.40}{2 \cdot 0.80 \cdot 4} = 5.89 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda i tondini di acciaio:

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_s}{\sqrt{3}} = \frac{450}{1.15} \cdot \frac{113}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 25.56 \text{ kN}$$

Per il calcestruzzo, invece, si calcola l'area resistente del semi-cilindro:

$$A_{cls} = \pi r \cdot L_E = \pi \cdot 12 \cdot 150 = 5655 \text{ mm}^2$$

Da cui:

$$F_{cv,Rd} = \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \cdot A_{cls} = \frac{12}{1.5} \cdot A_{cls} = 45.24 \text{ kN}$$

Le verifiche sono soddisfatte.

14.4.2 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTE M54

Il collegamento viene realizzato mediante 4+4 bulloni M24 cl.8.8 che collegano la piastra su cui è saldato il montante a quella intestata su due micropali. Di seguito si riporta un'immagine del collegamento:

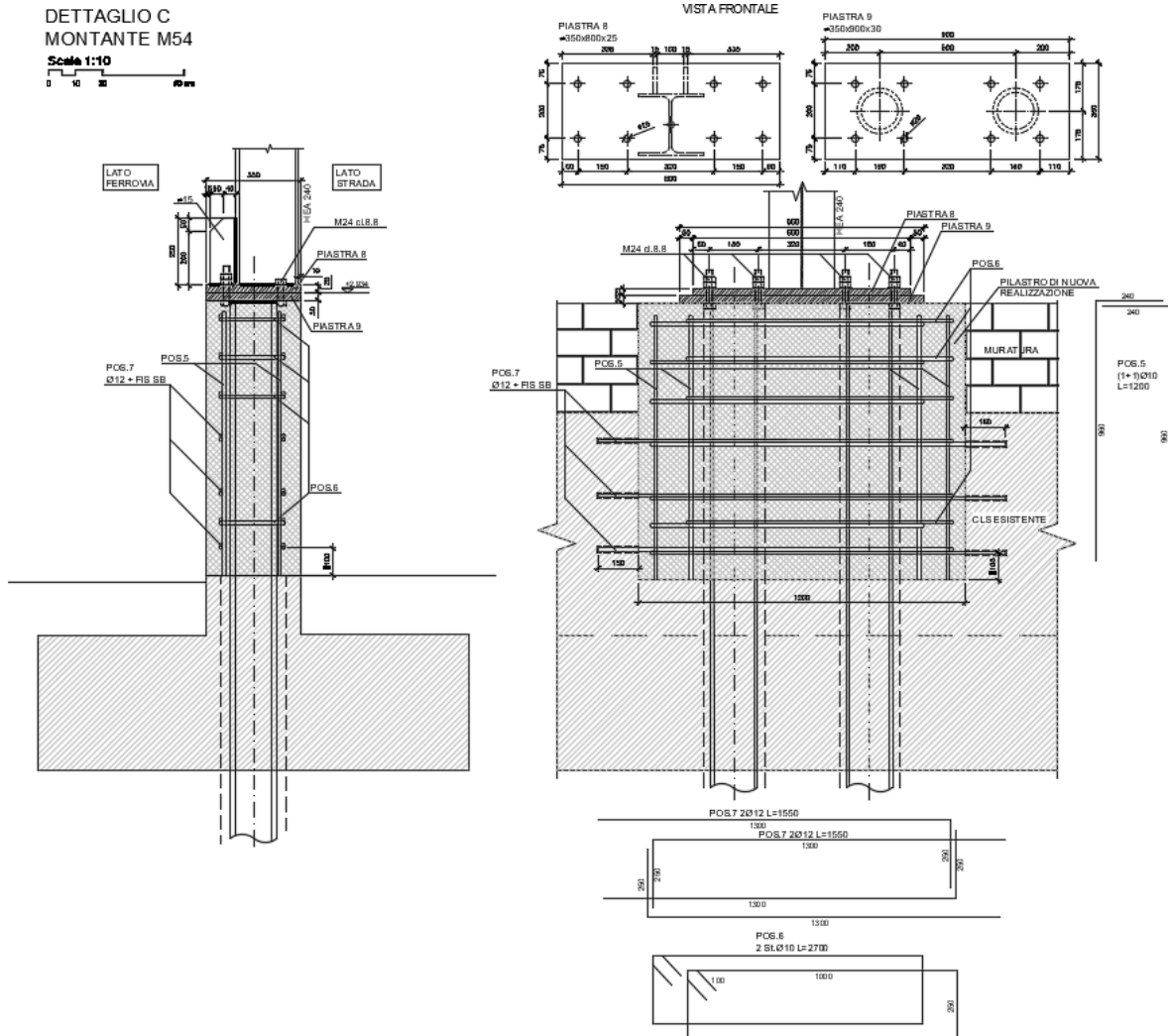


Figura 58 – Dettaglio del giunto di base montante M54

Sollecitazioni

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

$$F_{t,Ed} = \frac{(M + N \cdot e/b)}{n_1} = \frac{(125.85 + 15.55 \cdot 0.075 / 0.20)}{4} = 158.77 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_2} = \frac{42.05}{8} = 5.26 \text{ kN}$$

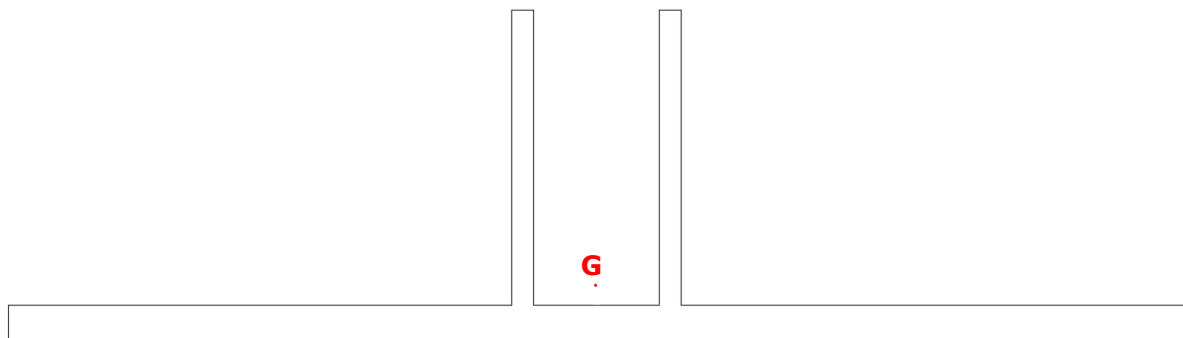
Verifica lato acciaio – bulloni

Vengono utilizzati bulloni ad alta resistenza, per i quali si ottiene:

La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica lato acciaio - piastra

La piastra ha dimensioni 800x350x25mm ed è munita di due nervature di altezza 200mm e spessore 15mm. Si ricava:



```

----- REGIONI -----
Area:                260.0000
Perimetro:           245.0000
Casella di delimitazione:  X: 60.0000 -- 140.0000
                          Y: 46.1539 -- 68.6539
Baricentro:          X: 100.0000
                          Y: 50.0000
Momenti di inerzia:  X: 657945.9909
                          Y: 2708177.9167
Prodotti di inerzia: XY: -1300000.4781
Raggi di girazione:  X: 50.3047
                          Y: 102.0591
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
I: 7945.5128 lungo [1.0000 0.0000]
J: 108177.9167 lungo [0.0000 1.0000]
    
```

Si ricava quindi il modulo di resistenza:

$$W = \frac{J}{y_G} = \frac{7645}{18.65} = 409.92 \text{ cm}^3$$

Da cui:

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 409.92 \cdot 10^{-3} = 138.59 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica inghisaggi di cucitura

Il nuovo pilastro ed il muro esistente sono resi collaboranti inserendo 6+6 barre ad aderenza migliorata $\Phi 12$ inghisate nel calcestruzzo esistente ed annegate nel getto di nuova realizzazione.

Tali ferri vengono dimensionati in relazione al taglio ed al relativo momento di trasporto.

Si ricava:

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_1} + \frac{V \cdot h_{pil}}{n_2 \cdot 2b} = \frac{42.05}{12} + \frac{42.05 \cdot 1.40}{2 \cdot 0.80} = 12.70 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda i tondini di acciaio:

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_s}{\sqrt{3}} = \frac{450}{1.15} \cdot \frac{113}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 25.56 \text{ kN}$$

Per il calcestruzzo, invece, si calcola l'area resistente del semi-cilindro:

$$A_{cls} = \pi r \cdot L_E = \pi \cdot 12 \cdot 150 = 5655 \text{ mm}^2$$

Da cui:

$$F_{cv,Rd} = \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \cdot A_{cls} = \frac{12}{1.5} \cdot A_{cls} = 45.24 \text{ kN}$$

Le verifiche sono soddisfatte.

14.4.3 VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE MONTANTE M103

Il collegamento viene realizzato mediante 8 barre ad aderenza migliorata $\Phi 24$ filettate superiormente ed inghisate nel calcestruzzo esistente per 440mm. Di seguito si riporta un'immagine del collegamento:

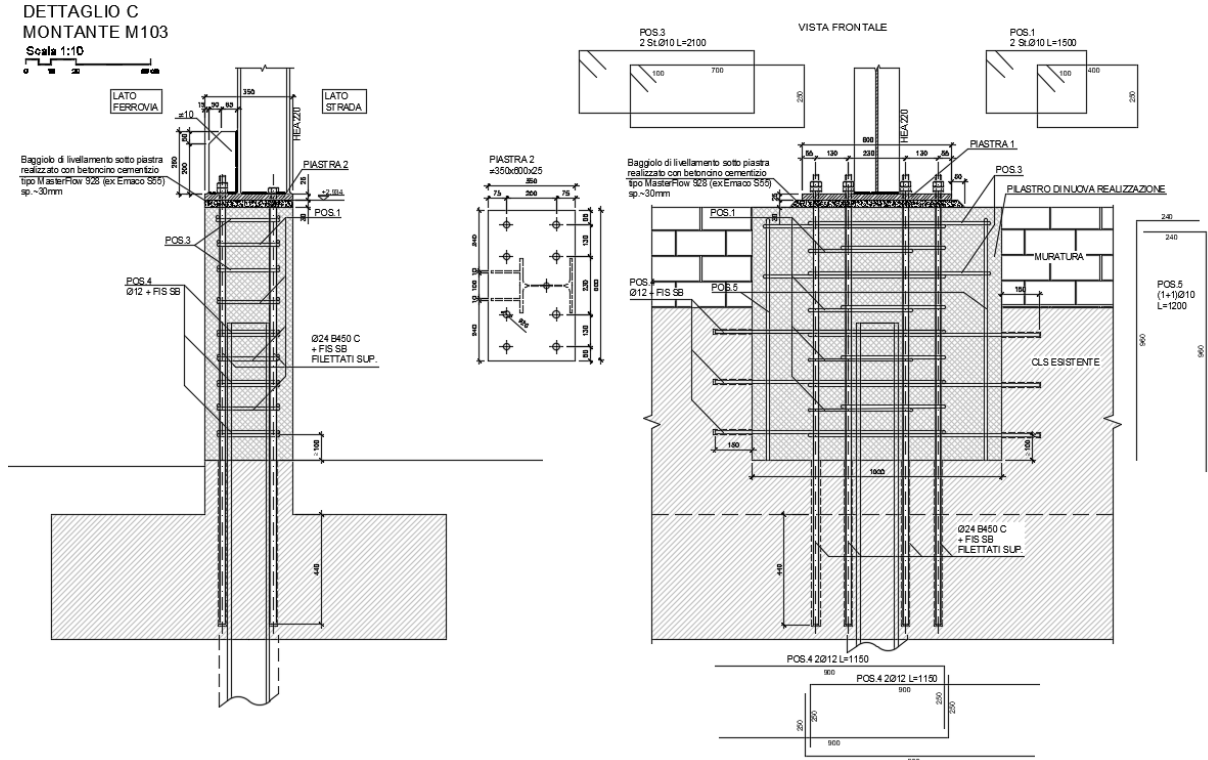


Figura 59 – Dettaglio del giunto di base montante M103

Sollecitazioni

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

$$F_{t,Ed} = \frac{(M + N \cdot e/b)}{n_1} = \frac{(69.93 + 15.55 \cdot 0.075 / 0.20)}{4} = 88.87 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_2} = \frac{25.04}{8} = 3.13 \text{ kN}$$

Verifica lato acciaio – barre

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

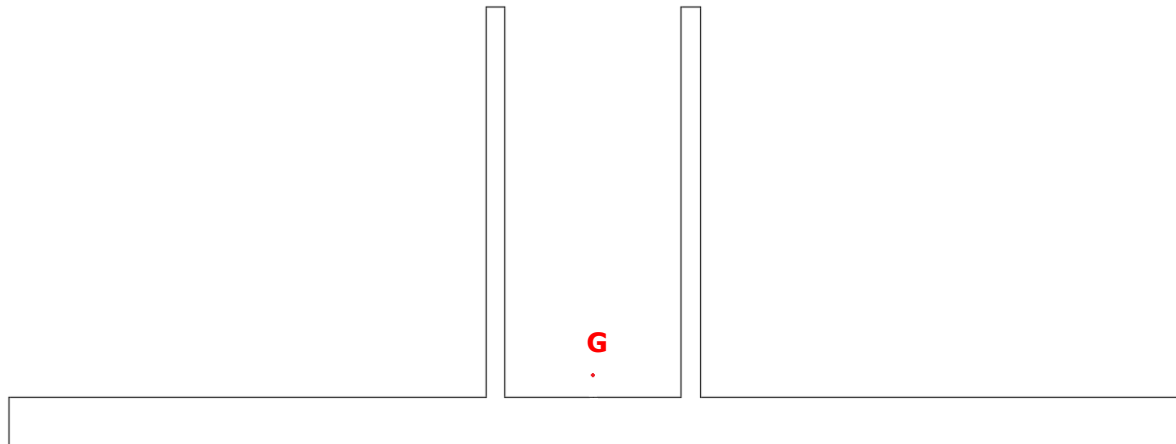
$$F_{t,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot A_s = \frac{450}{1.15} \cdot 353 \cdot 10^{-3} = 138.13 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_s}{\sqrt{3}} = \frac{450}{1.15} \cdot \frac{353}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 79.75 \text{ kN}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica lato acciaio - piastra

La piastra ha dimensioni 600x350x25mm ed è munita di due nervature di altezza 200mm e spessore 10mm. Si ricava:



```

----- REGIONI -----
Area:                190.0000
Perimetro:           205.0000
Casella di delimitazione:  X: 175.3184 -- 235.3184
                        Y: 46.3816 -- 68.8816
Baricentro:          X: 205.3184
                        Y: 50.0000
Momenti di inerzia:  X: 480407.8952
                        Y: 8055579.2908
Prodotti di inerzia: XY: -1950524.6442
Raggi di girazione:  X: 50.2838
                        Y: 205.9072
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
I: 5408.1689 lungo [1.0000 0.0000]
J: 46003.3333 lungo [0.0000 1.0000]
    
```

Si ricava quindi il modulo di resistenza:

$$W = \frac{J}{y_G} = \frac{5408}{19.13} = 282.70 \text{ cm}^3$$

Da cui:

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 282.70 \cdot 10^{-3} = 95.57 \text{ kNm}$$

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 depurando della superficie di sovrapposizione. Si ottiene:

$$S_{cls} = \frac{1}{2} \pi \cdot a - \frac{1}{4} 2\pi \cdot a' \sqrt{\frac{r_{\min}^2 + r_{\max}^2}{2}} = \frac{1}{2} \pi \cdot 422 \cdot 508 - \frac{1}{2} \pi \cdot 339 \sqrt{\frac{280^2 + 149^2}{2}} = 217517 \text{ mm}^2$$

Pertanto:

$$F_{ct,Rd} = \frac{f_{ctk1,0.05}}{\gamma_c} \cdot S_{cls} = \frac{1.1}{1.5} \cdot S_{cls} = 159.51kN$$

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

$$A_{cls} = \pi r \cdot L_E = \pi \cdot 24 \cdot 440 = 33174 \text{ mm}^2$$

Da cui:

$$F_{cv,Rd} = \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \cdot A_{cls} = \frac{12}{1.5} \cdot A_{cls} = 265.39kN$$

Le verifiche sono soddisfatte.

Verifica inghisaggi di cucitura

Il nuovo pilastro ed il muro esistente sono resi collaboranti inserendo 6+6 barre ad aderenza migliorata $\Phi 12$ inghisate nel calcestruzzo esistente ed annegate nel getto di nuova realizzazione.

Tali ferri vengono dimensionati in relazione al taglio ed al relativo momento di trasporto. Si ricava:

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{n_1} + \frac{V \cdot h_{pil} / 2b}{n_2} = \frac{25.04}{12} + \frac{25.04 \cdot 1.40 / 2 \cdot 0.80}{4} = 7.56kN$$

Per quanto riguarda i tondini di acciaio:

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_s}{\sqrt{3}} = \frac{450}{1.15} \cdot \frac{113}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 25.56kN$$

Per il calcestruzzo, invece, si calcola l'area resistente del semi-cilindro:

$$A_{cls} = \pi r \cdot L_E = \pi \cdot 12 \cdot 150 = 5655 \text{ mm}^2$$


Da cui:

$$F_{cv,Rd} = \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} \cdot A_{cls} = \frac{12}{1.5} \cdot A_{cls} = 45.24kN$$

Le verifiche sono soddisfatte.

14.5 VERIFICA DEI CORRENTI Z 100X60X4MM

Di seguito le caratteristiche dei profili orizzontali Z 100x60x4mm:

Z->100X60X4		
		
Geometria		
Principali		
B	60.0	mm
B2	60	mm
H	100.0	mm
Spessori		
t1	4.0	mm
t2	4.0	mm
t3	4.0	mm
Raccordi		
R1	0.00	mm
Caratteristiche Elastiche		
Generali		
Peso	6.66	daN/m
Area	8.48	cm ²
rx	4.0	cm
ry	2.5	cm
ru	4.5	cm
rv	1.4	cm
xg	0.20	cm
yg	5.00	cm
It	0.45	cm ⁴
Momenti d'inerzia		
Jx	136.61	cm ⁴
Jy	52.08	cm ⁴
Jxy	-64.51	cm ⁴
Ju	171.47	cm ⁴
Jv	17.22	cm ⁴
Moduli di resistenza		
Wx	27.32	cm ³
Wy	8.98	cm ³

Il profilo viene studiato considerando lo schema di una trave in semplice appoggio soggetto al sovraccarico permanente dovuto alla pannellatura cieca con lamiera e al carico del vento. Poiché la condizione più gravosa si produce nella campata da 3.00m con un carico di vento applicato pari a 1.36 kN/m² (campo C):

$$M_{Ed,y} = \frac{q_{svp} \cdot l^2}{8} = \frac{(1.3 \cdot 0.20 \cdot 1.50) \cdot 3^2}{8} = 0.44 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,z} = \frac{q_{vento} \cdot l^2}{8} = \frac{(1.5 \cdot 1.36 \cdot 1.50) \cdot 3^2}{8} = 3.44 \text{ kNm}$$

Da cui:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} = \frac{0.44}{3.04} + \frac{3.44}{9.24} = 0.52 < 1$$

Per quanto riguarda la deformazione, si ricava:

$$f_y = \frac{1}{384} \frac{q_{svp} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{1}{384} \frac{(0.20 \cdot 1.50) \cdot 3^4}{210000 \cdot 52.08 \cdot 10^4} \cdot 10^{12} = 0.58 \text{ mm} < \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

$$f_z = \frac{1}{384} \frac{q_{vento} \cdot l^4}{E \cdot I_z} = \frac{1}{384} \frac{(1.36 \cdot 1.50) \cdot 3^4}{210000 \cdot 136.61 \cdot 10^4} \cdot 10^{12} = 1.50 \text{ mm} < \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

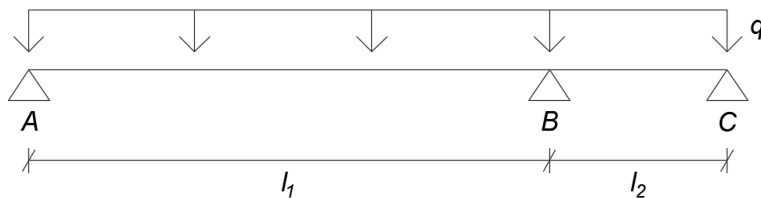
Le verifiche sono soddisfatte.

14.6 VERIFICA DEI PROFILI A C 70x70x3.5MM

Di seguito le caratteristiche montanti verticali per l'installazione del verde: trattandosi di profili custom muniti di ganci per l'attacco della rete elettrosaldata, la sezione reagente considerata è di un C 70x45x3.5mm.



Il profilo viene studiato considerando lo schema di una trave su tra appoggi a campate disuguali, uniformemente caricata dal vento (0.96 kN/m^2) e dal sovraccarico permanente della schermatura verde (1.00 kN/m^2).



CARICHI E GEOMETRIA		
q	1.80	kN/m
l1	2.20	m
l2	0.75	m

La condizione più gravosa si produce per un interasse di 1.25m, si ottiene:

TAGLIO E MOMENTO		
TA	1.60	kN
TB1	-2.36	kN
TB2	1.80	kN
TC	0.45	kN
Mapp	-0.84	kNm
Mcamp1	0.71	kNm
Mcamp2	0.06	kNm

REAZIONI VINCOLARI		
VA	1.60	kN
VB	4.16	kN
VC	-0.45	kN

Poiché:

$$M_{Rd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_{M0}} \cdot W = \frac{355}{1.05} \cdot 3.52 \cdot 10^{-3} = 1.19 \text{ kNm} > M_{Ed} = 0.84 \text{ kNm}$$

La verifica è soddisfatta.

14.7 VERIFICA DEI PROFILI A SBALZO DELLA STRUTTURA SECONDARIA

In corrispondenza delle campate vetrate sono da prevedersi degli elementi a sbalzo per il sostegno del rivestimento cieco e/o verde:

- In corrispondenza del rivestimento verde vengono inseriti due profili L75x50x4mm a cui vengono vincolati gli elementi a C a sostegno della rete cui appoggiati i greenbox;
- Per il rivestimento in lamiera viene prolungato il profilo a Z 100x60x4mm.

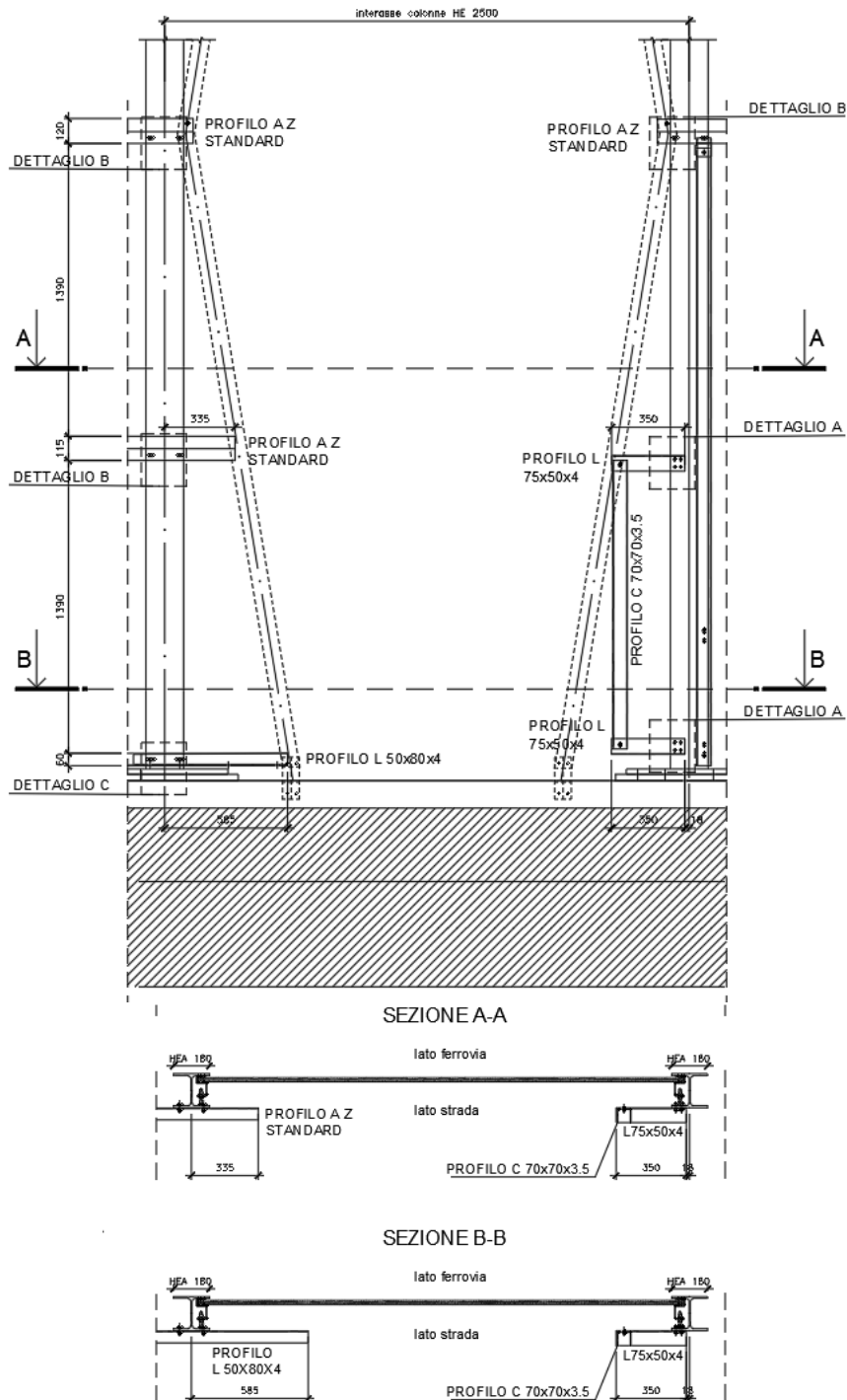
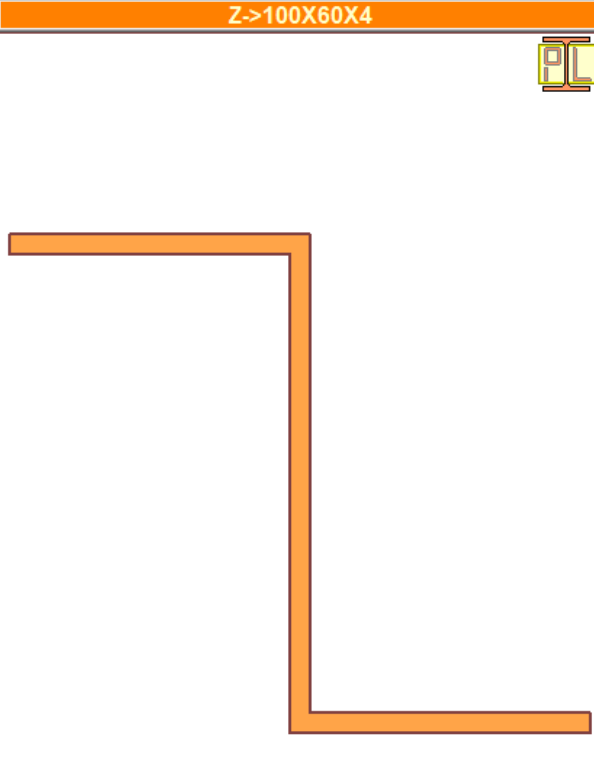


Figura 60 - Prospetto tipico campata vetrata

14.7.1 PROFILO CONTINUO Z 100X60X4MM

Si riportano le caratteristiche del profilo in esame:

Z->100X60X4		
		
Geometria		
Principali		
B	60.0	mm
B2	60	mm
H	100.0	mm
Spessori		
t1	4.0	mm
t2	4.0	mm
t3	4.0	mm
Raccordi		
R1	0.00	mm
Caratteristiche Elastiche		
Generali		
Peso	6.66	daN/m
Area	8.48	cm ²
rx	4.0	cm
ry	2.5	cm
ru	4.5	cm
rv	1.4	cm
xg	0.20	cm
yg	5.00	cm
It	0.45	cm ⁴
Momenti d'inerzia		
Jx	136.61	cm ⁴
Jy	52.08	cm ⁴
Jxy	-64.51	cm ⁴
Ju	171.47	cm ⁴
Jv	17.22	cm ⁴
Moduli di resistenza		
Wx	27.32	cm ³
Wy	8.98	cm ³

Il profilo viene studiato considerando lo schema di una trave su più appoggi soggetto al sovraccarico permanente dovuto alla pannellatura cieca con lamiera e al carico del vento. Poiché la configurazione più sfavorevole prevede una campata $L=3.50m$ con due sbalzi di lunghezza $a=0.34m$ soggetta ad un carico di vento $q_c = 1.36kN/m^2$, si ottiene:

$$M_{Ed,SVP} = \frac{q_{svp} \cdot (L^2 - 4a^2)}{8} = \frac{(1.3 \cdot 0.20 \cdot 1.50) \cdot (3.50^2 - 4 \cdot 0.34^2)}{8} = 0.57 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,vento} = \frac{q_{vento} \cdot (L^2 - 4a^2)}{8} = \frac{(1.5 \cdot 1.36 \cdot 1.50) \cdot (3.50^2 - 4 \cdot 0.34^2)}{8} = 4.51 \text{ kNm}$$

Pertanto:

$$\frac{M_{Ed,SVP}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,vento}}{M_{Rd,z}} = \frac{0.57}{3.04} + \frac{4.51}{9.24} = 0.68 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica del collegamento

Le reazioni vincolari in appoggio valgono:

$$F_{Ed,SVP} = \frac{q \cdot (L + 2a)}{2} = \frac{(1.3 \cdot 0.20 \cdot 1.50) \cdot (3.5 + 2 \cdot 0.34)}{2} = 0.82kN$$

$$F_{Ed,vento} = \frac{q \cdot (L + 2a)}{2} = \frac{(1.5 \cdot 1.36 \cdot 1.50) \cdot (3.5 + 2 \cdot 0.34)}{2} = 6.40kN$$

Il profilo viene collegamento mediante 2 bulloni M10 cl.8.8:

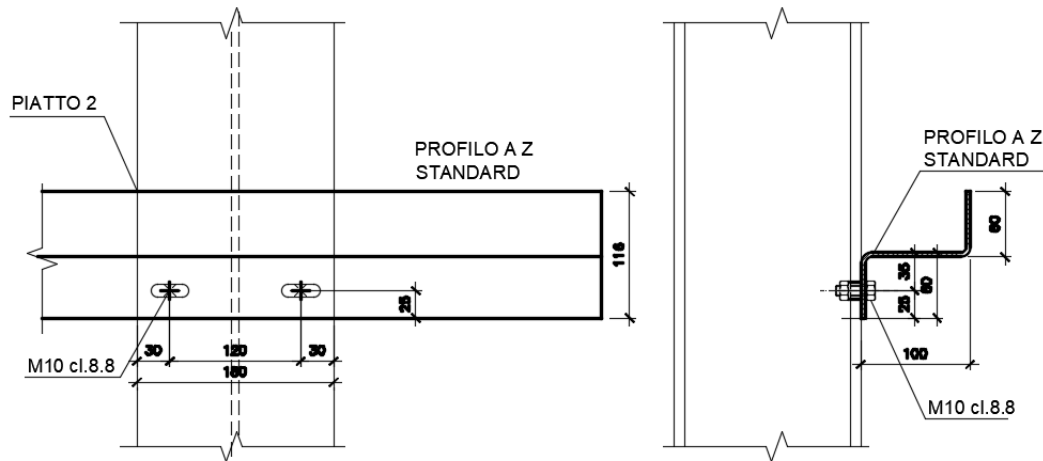


Figura 61 - Dettaglio collegamento Z 100x60x4mm nel tratto a sbalzo

Si ricava:

$$F_v = \frac{F_{Ed,SVP}}{n_{bull} \cdot n_{sez}} = \frac{0.82}{2 \cdot 1} = 0.41 \text{ kN}$$

$$F_t = \frac{F_{Ed,vento}}{n_{bull}} + \frac{(F_{Ed,SVP} \cdot d_y / b_{SVP})}{n_{bull}} + \frac{(F_{Ed,vento} \cdot d_z / b_{vento})}{n_{bull}}$$

$$= \frac{6.40}{2} + \frac{(0.82 \cdot 0.10 / 0.025)}{2} + \frac{(6.40 \cdot 0.095 / 0.035)}{2} = 13.53 \text{ kN}$$

Da cui:

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 | diametro d: 10 | f_{yb} : 640 | f_{ub} : 800 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

Area: 58,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$: 22,27 kN
Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$: 33,41 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$: 0,41 | $F_{t,Sd}$: 13,53 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,018 + 0,289 = 0,308$ OK

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510) | f_u : 510 N/mm²

spessore t: 4 mm
diametro foro d_o : 11 mm

distanze bordo e_1 : 25 | e_2 : 30
passo p_1 : 120 | p_2 : 120


α : 0,758 | Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$: 30,91 kN Osservazioni

La verifica è soddisfatta.

14.7.2 PROFILO L75X50X4MM

Si riportano le caratteristiche del profilo L 75x50x4mm:

L75X50X4		
Geometria		
Principali		
B	50.0	mm
H	75.0	mm
Spessori		
t1	6.0	mm
Raccordi		
R1	7.00	mm
Caratteristiche Elastiche		
Generali		
Peso	5.65	daN/m
Area	7.19	cm ²
rx	2.4	cm
ry	1.4	cm
xg	1.21	cm
yg	2.44	cm
It	0.86	cm ⁴
Momenti d'inerzia		
Jx	40.53	cm ⁴
Jy	14.44	cm ⁴
Jxy	-13.99	cm ⁴
Moduli di resistenza		
Wx	8.01	cm ³
Wy	3.81	cm ³


Acciaio
 © STACEC Srl

Il profilo viene studiato considerando la condizione più sfavorevole (profilo centrale di lunghezza 0.35m), assumendo lo schema di una mensola con carico concentrato all'estremità dovuto al vento (2.24 kN/m²) ed al sovraccarico permanente della barriera verde (1.00 kN/m²).

Si ricava:

$$M_{Ed,SVP} = F_{Ed,SVP} \cdot L = 0.68 \cdot 0.35 = 0.24 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,vento} = F_{Ed,vento} \cdot L = 1.76 \cdot 0.35 = 0.62 \text{ kNm}$$

Pertanto:

$$\frac{M_{Ed,SVP}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,vento}}{M_{Rd,z}} = \frac{0.24}{1.28} + \frac{0.62}{2.70} = 0.41 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica del collegamento

Le reazioni vincolari in appoggio valgono:

$$F_{Ed,SVP} = q \cdot A_{infl} = (1.3 \cdot 1.00) \cdot 1.50 \cdot 0.35 = 0.68 \text{ kN}$$

$$F_{Ed,vento} = q \cdot L = (1.5 \cdot 2.24) \cdot 1.50 \cdot 0.35 = 1.76 \text{ kN}$$

Il profilo viene collegamento mediante 4 bulloni M12 cl.8.8:

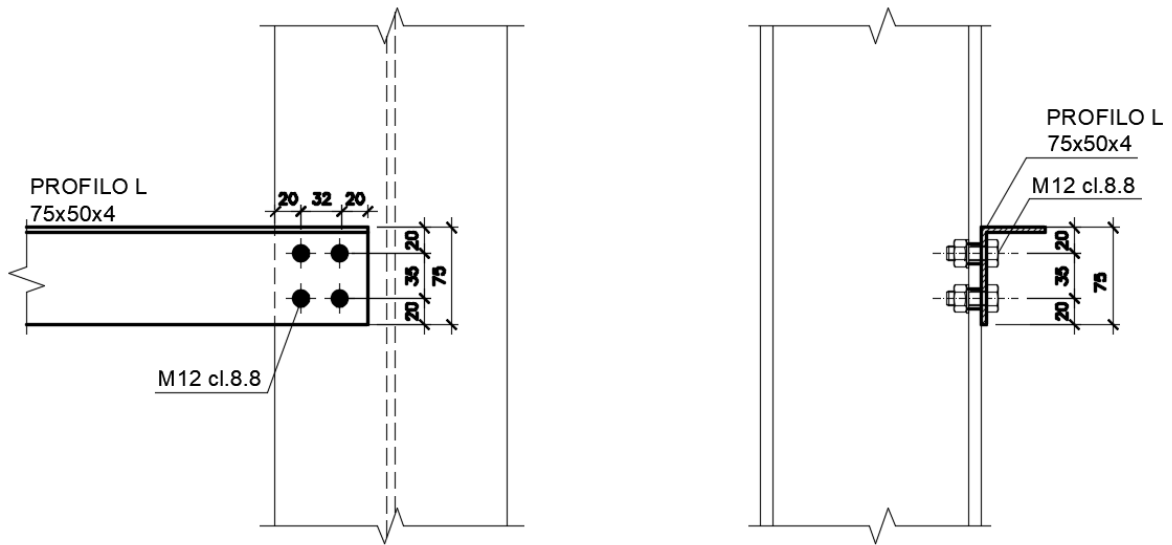


Figura 62 - Dettaglio collegamento L 75x50x4mm

Si ricava:

$$F_v = \frac{F_{Ed,SVP}}{n_{bull} \cdot n_{sez}} + \frac{(M_{Ed,SVP} / b_{SVP})}{n_{bull} \cdot n_{sez}} = \frac{0.68}{4 \cdot 1} + \frac{(0.24 / 0.032)}{2 \cdot 1} = 3.92 \text{ kN}$$

$$F_t = \frac{F_{Ed,vento}}{n_{bull}} + \frac{(M_{Ed,vento} / b_{vento})}{n_{bull}} = \frac{1.76}{4} + \frac{(0.62 / 0.032)}{2} = 10.13 \text{ kN}$$

Da cui:

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 diametro d: 12 f_{yb}: 640 f_{ub}: 800 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

Area: 84,3 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio): F_{v,Rd}: 32,37 kN

Resistenza a trazione: F_{t,Rd}: 48,56 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd}: 3,92 F_{t,Sd}: 10,13 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,121 + 0,149 = 0,270$ OK

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510) f_u: 510 N/mm²

spessore t: 4 mm

diametro foro d_o: 13 mm

distanze bordo e₁: 20 e₂: 20

passo p₁: 35 p₂: 32

α: 0,513

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}: 17,60 kN Osservazioni

La verifica è soddisfatta.

14.8 VERIFICA DEI PROFILI IN ALLUMINIO

I profili tubolari in alluminio 80x40mm non svolgono alcun ruolo portante, pertanto non sono oggetto di verifica secondo il D.M. 14.01.2008. Tuttavia, ai fini del dimensionamento è stato applicato il carico di vento pari a $q = 0.96 \cdot 0.08 = 0.08 \text{ kN/m}$, corrispondente ad un carico concentrato di circa 35 kg.

I profili dal P01 al P08 sono ancorati su 3 punti, mentre il P09 e il P10 prevedono solamente 2 punti di ancoraggio, come riportato nell'immagine seguente estratta dal modello di calcolo:

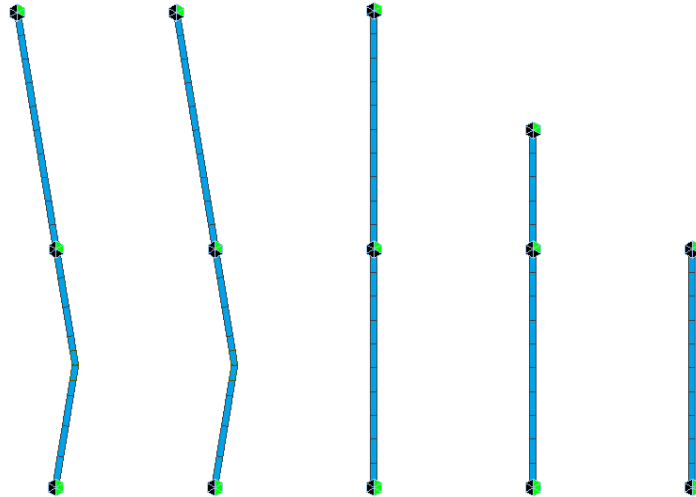



Figura 63 - Rami in alluminio: punti di ancoraggio

Prevedendo un alluminio EN-AW 6060 T4, la massima tensione a cui può essere soggetto il profilo è pari a:

$$f_d = \min \left\{ \frac{R_m}{\gamma_{M2}}; \frac{R_{p0.2}}{\gamma_{M0}} \right\} = \min \left\{ \frac{120}{1.25}; \frac{60}{1.10} \right\} = 55 \text{ MPa}$$

Dove le caratteristiche meccaniche sono desunte dalla scheda seguente:

	LEGA DI ALLUMINIO DA ESTRUSIONE Extrusion Aluminium Alloy		EN AW-6060								
Caratteristiche fisiche											
massa volumica :	2,70	g / cm ³	conducibilità termica a 20°C	- nello stato O: 2,09 - nello stato T6: 1,75	W / cm °K W / cm °K						
punto di fusione inferiore :	605	°C	coefficiente di dilatazione termica lineare	-tra 20° e 100°C: 23,0 · 10 ⁻⁶ -tra 20° e 200°C: 24,0 · 10 ⁻⁶ -tra 20° e 300°C: 25,0 · 10 ⁻⁶	1 / °K 1 / °K 1 / °K						
calore specifico tra 0° e 100°C:	890	J/Kg °K	resistività elettrica a 20°C	-nello stato O: 3,14 -nello stato T6: 3,25	μΩ · cm μΩ · cm						
modulo di elasticità lineare E:	69000	N / mm ²									
modulo elasticità tangenziale G:	26000	N / mm ²									
Composizione chimica secondo Norma Europea EN 573.3											
	Si	Fe	Cu	Mn	Mg	Cr	Zn	Ti	Altri		Al
									ciascuno	totale	
EN AW-6060	0,30 ÷ 0,60	0,10 ÷ 0,30	0,10 max	0,10 max	0,35 ÷ 0,60	0,05 max	0,15 max	0,10 max	0,05 max	0,15 max	resto

Proprietà meccaniche minime, secondo Norma Europea EN 755.2

Tipi di profilo	(1) stato fisico di fornitura	diametro D [mm] per tondi, o spess. S [mm] per barre, o spess. di parete e per profili	Carico di rottura a trazione R _m [MPa]		Carico limite di elasticità R _{p0.2} [MPa]		Allungamento	
			min	max	min	max	A % min	A _{50mm} % min
	T4 (*)		120	-	60	-	16	14
Tubo estruso	T5	e ≤ 15	160	-	120	-	8	6
	T6 (*)		190	-	150	-	8	6
	T64 (*)		180	-	120	-	12	10
	T66 (*)		215	-	160	-	8	6

Si riportano quindi in forma di mappa cromatica le tensioni massime allo SLU sui profili in alluminio:

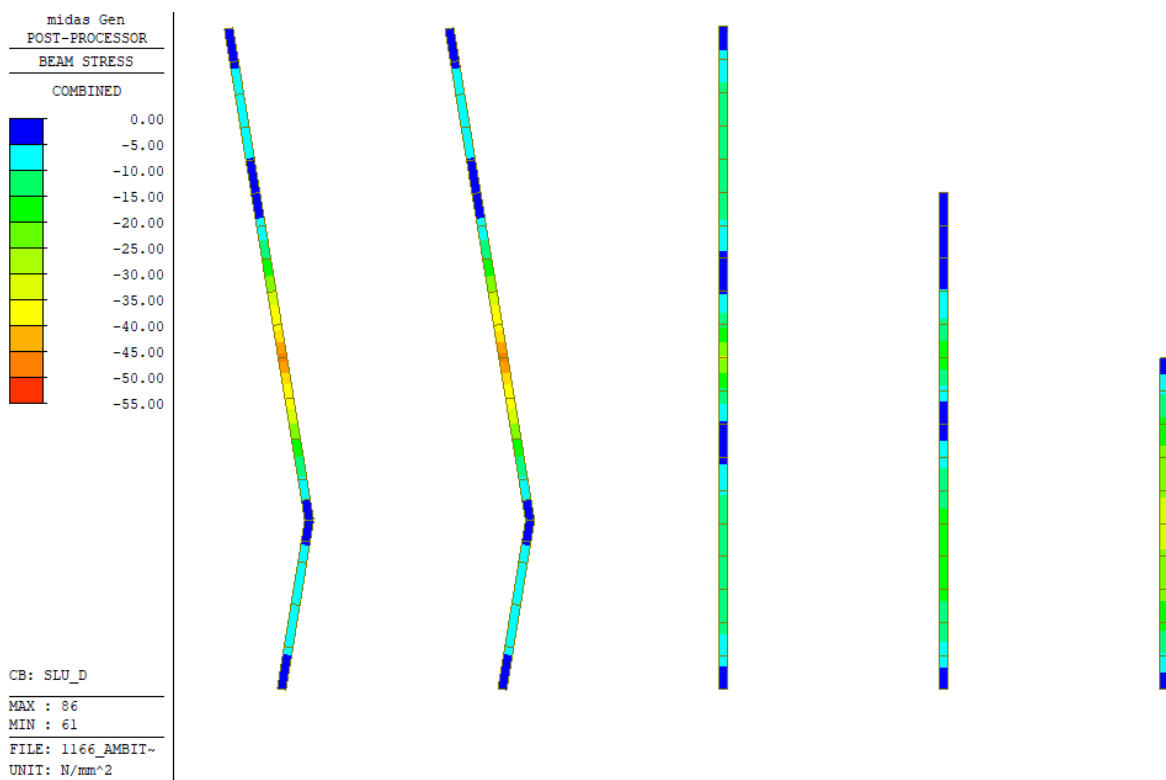


Figura 64 - Rami in alluminio: andamento delle tensioni

Poiché le tensioni sono inferiori al valore massimo ammissibile, la verifica è soddisfatta.

15 CARICHI AGENTI SULLE OPERE DI FONDAZIONE

15.1 CARICHI AGENTI BARRIERA H. 4.50M (FONDAZIONE DIRETTA)

Nel tratto di barriera di altezza 4.5 m, per quanto riguarda la sezione corrente, verrà mantenuta la trave di fondazione esistente di larghezza 1.55 m.

Per quanto riguarda le fasce di bordo, di estensione 18 m, dove si risente dell'amplificazione degli effetti del vento, si prevede di allargare la fondazione di 0.50 m dal lato del Comune al fine di garantire le verifiche di capacità portante della fondazione diretta.

Per la valutazione dei carichi assiali agenti per le verifiche della sezione corrente, si è fatto riferimento ai tratti di barriera con interasse minimo tra i montanti e con pannellature cieche caratterizzate da un minore peso al m²: infatti, in presenza di sollecitazioni taglianti e flettenti importanti dovute al vento o allo spazzaneve, la condizione peggiore risulta quella che minimizza il carico verticale.

Si è differenziato tra barriera vetrata, dove i montanti hanno una altezza di 4.5 m e vengono direttamente connessi alla trave di fondazione esistente, e barriera cieca, dove si prevede la ricostruzione del muro in c.a. per una altezza di 1.01÷1.38 m al di sopra della trave di fondazione e i montanti hanno una di altezza 3.5 m. Pertanto nel tratto cieco è stato considerato il peso di tale muro in c.a. nella valutazione dei carichi verticali.

Nelle verifiche di capacità portante viene aggiunto poi il peso della trave di fondazione e del terreno di riporto di spessore 0.7 m dal piano di imposta.

Per la determinazione delle sollecitazioni di taglio e momento, per quanto riguarda il vento si considera una pressione $p = 1$ kPa (valore caratteristico) agente sulla superficie della barriera, mentre per lo spazzaneve si considera una forza concentrata di 15 kN (valore caratteristico) agente a 1.5 m dal piano stradale; i carichi di vento e spazzaneve non sono concomitanti e vengono entrambi trattati come accidentali, da amplificare quindi con un coefficiente parziale $\gamma_q = 1.5$.

Le verifiche delle zone di bordo vengono condotte considerando una lunghezza della trave di 19 m (lato ovest) e 18 m (lato est), tale da consentire l'esaurirsi degli effetti di amplificazione del vento. Per la zona di bordo lato ovest è stato verificato il tratto dal montante M1 a M7, mentre lato est il tratto dal montante M240 a M246.

Nelle zone di bordo, poiché si prevede di allargare la trave esistente, il carico verticale dovuto alla barriera risulta eccentrico rispetto al baricentro della fondazione, quindi va considerato l'incremento del momento legato a tale eccentricità nel caso in cui il taglio dovuto al vento sia diretto verso il Porto.

Le sollecitazioni taglianti e flettenti dovute al vento derivanti dal modello di calcolo strutturale vengono fornite in corrispondenza della base di ciascun montante, pertanto nel tratto di barriera cieca è necessario tenere conto del momento di trasporto dovuto al taglio per trasferire le sollecitazioni in corrispondenza dell'estradosso del dado della trave di fondazione, considerando un braccio di 1.38 m.

Nelle verifiche delle fasce di bordo risulta dimensionante la condizione di barriera sollecitata dal vento e non dall'azione dello spazzaneve.

15.1.1 SEZIONE CORRENTE – BARRIERA CIECA

Montante M238

Sollecitazioni SLU in corrispondenza dell'estradosso del dado della trave di fondazione (vento) - Luce di riferimento = 2.00 m

N = 41 kN

T = 10.5 kN

$$M = 10.5 \text{ kN} \times (3.5\text{m}/2 + 1.38\text{m}) = 32.9 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni SLU in corrispondenza dell'estradosso del dado della trave di fondazione (spazzaneve) - Luce di riferimento = 4.00 m

$$N = 84 \text{ kN}$$

$$T = 22.5 \text{ kN}$$

$$M = 22.5 \text{ kN} \times 1.35\text{m} = 30.4 \text{ kNm}$$

15.1.2 SEZIONE CORRENTE – BARRIERA VETRATA

Montante M206

Sollecitazioni SLU in corrispondenza dell'estradosso del dado della trave di fondazione (vento) - Luce di riferimento = 2.25 m

$$N = 24 \text{ kN}$$

$$T = 15.2 \text{ kN}$$

$$M = 15.2 \text{ kN} \times (4.5\text{m}/2) = 34.2 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni SLU in corrispondenza dell'estradosso del dado della trave di fondazione (spazzaneve) - Luce di riferimento = 4.00 m

$$N = 45 \text{ kN}$$

$$T = 22.5 \text{ kN}$$

$$M = 22.5 \text{ kN} \times 1.35\text{m} = 30.4 \text{ kNm}$$

15.1.3 TRATTO DI BORDO LATO OVEST

Lunghezza trave = 19.00 m

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

$$N = 368 \text{ kN}$$

$$T = 181 \text{ kN}$$

$$M = 545 \text{ kNm} + 368 \text{ kN} \times (0.5\text{m}/2) = 637 \text{ kNm}$$

15.1.4 TRATTO DI BORDO LATO EST

Lunghezza trave = 18.00 m

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

$$N = 352 \text{ kN}$$

$$T = 158 \text{ kN}$$

$$M = 504 \text{ kNm} + 352 \text{ kN} \times (0.5\text{m}/2) = 592 \text{ kNm}$$

15.2 CARICHI AGENTI BARRIERA H. 6.00M (MICROPALI)

Nel tratto di barriera di altezza 6 m si prevede la realizzazione di un micropalo $\phi_{reso} = 240$ mm in corrispondenza di ciascun montante.

In corrispondenza dei montanti nei tratti ciechi i micropali avranno lunghezza 8 m dall'intradosso della fondazione e saranno armati con profilo tubolare in acciaio S355 con diametro esterno $De = 168.3$ mm e spessore $sp. = 16$ mm, mentre nei tratti vetrati i micropali avranno lunghezza 6.00m armati con tubolare $De = 168.3$ mm e $sp. = 12.5$ mm per la sezione corrente e 22.2 mm nei tratti di bordo. Nei tratti di bordo, in corrispondenza dei montanti M54 e M102 verranno realizzati n.2 micropali disposti ad interasse 0.5 m, di lunghezza 5 m e armati con tubolare $De = 168.3$ mm e $sp. = 16$ mm.

Per la valutazione dei carichi assiali agenti in testa ai micropali si è fatto riferimento ai tratti di barriera con interasse massimo tra i montanti e con pannellature "a verde" caratterizzate da un maggiore peso al m^2 .

Si è inoltre differenziato tra barriera vetrata, dove i montanti hanno una altezza di 6 m e vengono direttamente connessi alla trave di fondazione esistente, e barriera cieca, dove si prevede la ricostruzione del muro in c.a. per una altezza di $1.01 \div 1.38$ m al di sopra della trave di fondazione e i montanti hanno una di altezza 5 m.

Nella valutazione dei carichi assiali è stato assunto che il peso proprio della trave di fondazione esistente in c.a. e del terreno sovrastante vada a gravare direttamente sul terreno.

Le sollecitazioni taglianti e flettenti dovute al vento derivanti dal modello di calcolo strutturale vengono fornite in corrispondenza della base dei montanti, pertanto è necessario tenere conto del momento di trasporto dovuto al taglio per trasferire le sollecitazioni in fondazione. Nei tratti di barriera vetrata è stato considerato un braccio di 0.22 m corrispondente all'altezza del dado di fondazione della trave, mentre nei tratti di barriera cieca un braccio di $(0.22m + 1.38m) = 1.6m$.

Nelle fasce di bordo in prossimità della variazione di altezza della barriera, che si estendono per una lunghezza di 24 m, si ha un'amplificazione degli effetti del vento che comporta un incremento delle sollecitazioni di momento e taglio.

La condizione dimensionante risulta quella di barriera sollecitata dal vento, pertanto non vengono riportate di seguito le azioni dovute allo spazzaneve.

15.2.1 SEZIONE CORRENTE – BARRIERA CIECA

Luce di riferimento = 3.00 m

Sollecitazioni SLU

$N = 70$ kN

$T = 22.8$ kN

$M = 55.3$ kNm + 22.8 kN x $(0.22m + 1.38m) = 92$ kNm

15.2.2 SEZIONE CORRENTE – BARRIERA VETRATA

Luce di riferimento = 2.75 m

Sollecitazioni SLU

$N = 47$ kN

$T = 22.2$ kN

$M = 71.5$ kNm + 22.2 kN x $0.22m = 76.4$ kNm

15.2.3 TRATTO DI BORDO – BARRIERA CIECA

Luce di riferimento = 3.00 m

Sollecitazioni SLU

$$N = 70 \text{ kN}$$

$$T = 20.7 \text{ kN}$$

$$M = 64.9 \text{ kNm} + 20.7 \text{ kN} \times (0.22\text{m} + 1.38\text{m}) = 98 \text{ kNm}$$

15.2.4 TRATTO DI BORDO – BARRIERA VETRATA

Luce di riferimento = 2.75 m

Sollecitazioni SLU

$$N = 47 \text{ kN}$$

$$T = 30.5 \text{ kN}$$

$$M = 114.3 \text{ kNm} + 30.5 \text{ kN} \times 0.22\text{m} = 121 \text{ kNm}$$

15.2.5 TRATTO DI BORDO – M54 - CIECO

In corrispondenza del montante M54 sono previsti n.2 micropali disposti ad interasse 0.5 m, di lunghezza 5 m dall'intradosso della fondazione, armati con tubolare De = 168.3 mm e sp. = 16 mm.

Sollecitazioni SLU su ogni micropalo

$$N = 35.5 \text{ kN}$$

$$T = 42 \text{ kN}$$

$$M = 125.8 \text{ kNm} + 42 \text{ kN} \times (0.22\text{m} + 1.38 \text{ m}) = 193.1 \text{ kNm}$$

15.2.6 TRATTO DI BORDO – M102 - VETRATO

Anche in corrispondenza del montante M102 sono previsti n.2 micropali ad interasse 0.5 m, L = 5 m, armati con tubolare De = 168.3 mm e sp. = 16 mm.

Sollecitazioni SLU su ogni micropalo

$$N = 24.5 \text{ kN}$$

$$T = 43.9 \text{ kN}$$

$$M = 167.9 \text{ kNm} + 43.9 \text{ kN} \times 0.22\text{m} = 177.6 \text{ kNm}$$

16 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DELLA TRAVE DI FONDAZIONE NEL TRATTO DI BARRIERA CON H. 4.50M

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

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

dove:

γ_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_γ, N_q, N_c : fattori di capacità portante;

s_γ, s_q, s_c : fattori di forma della fondazione;

i_γ, i_q, i_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

b_γ, b_q, b_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;

g_γ, g_q, g_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

d_γ, 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:

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

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

dove φ è l'angolo d'attrito del terreno.

Per N_γ , si fa riferimento all'espressione proposta da Brinch Hansen:

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

Per i fattori s_γ, 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_γ , i_q e i_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

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

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

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

dove β_2 è l'angolo di inclinazione del piano di posa espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori b_γ , 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_γ , 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 β_1 è l'angolo di inclinazione del piano campagna espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori d_γ , d_q e d_c , si fa riferimento alle seguenti espressioni:

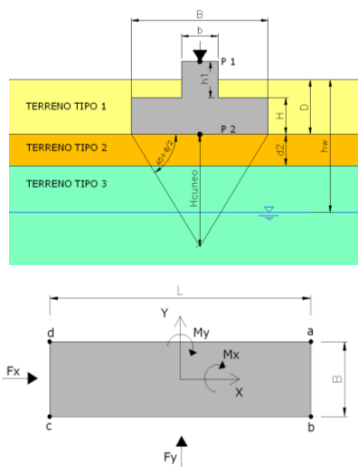
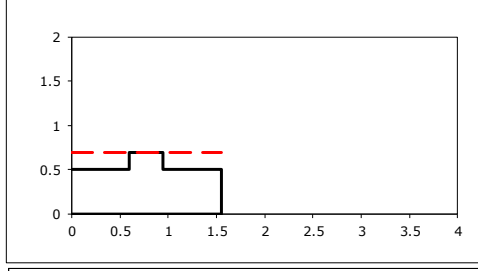
$$d_\gamma = 1$$

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

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

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.

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI		
PROGETTO	Barriere La Spezia	
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto esecutivo	
J.N.	1166	
DATA	22/06/2017	
DESCRIZIONE	Barriera H = 4.5 m - SEZIONE CORRENTE - TRATTO CIECO - VENTO	
GEOMETRIA FONDAZIONE		
TIPO DI FONDAZIONE :	2	T
(1) Plinto / Platea		
(2) Trave		
L (lato maggiore fondazione)	2	m
B (lato minore fondazione)	1.55	m
H (altezza fondazione)	0.5	m
I (lato maggiore dado)	2	m
b (lato minore dado)	0.35	m
h1 (altezza dado)	0.2	m
D (altezza terreno stabilizzante)	0.7	m
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	25	kN/mc
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	20	kN/mc
α (angolo inclinazione fondazione>0)	0	°
β (angolo inclinazione pendio>0)	0	°
a_g/g (accelerazione sismica orizz.)	0.000	
S (coeff. stratigrafico)	0.0	
Punto Applicazione forze esterne	1	
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1		
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2		
Braccio Forze esterne	0.7	m
Volume cls fondazione	2	mc
Volume terreno sopra fondazione	0	mc
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	42	kN
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	10	kN
P.P.1 + P.P.2	52	kN
		
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO		
QUOTA FALDA DA P.C.		
hw (quota falda da p.c. >0)	1	m
TERRENO TIPO 1		
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	20.0	kN/mc
TERRENO TIPO 2		
d_2 (spessore strato)	3	m
ϕ_{k2} (angolo di attrito)	30	°
c'_{k2} (coesione efficace)	0	kPa
$C_{u,k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k2} (peso specifico naturale)	20	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	19231	kPa
TERRENO TIPO 3		
ϕ_{k3} (angolo di attrito)	24	°
c'_{k3} (coesione efficace)	0	kPa
$C_{u,k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19.0	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	5769	kPa
SEZIONE FONDAZIONE		
		
TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA		
H_{cuneo}	1.3	m
$\phi_{k,eq}$	30	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$C_{u,k,eq}$	0	kPa
$\gamma_{k,eq}$	20.0	kN/mc
G	19231	kPa
TIPO DI VERIFICA		
TIPO DI VERIFICA	1	⇒
(1) Drenata	DRENATA	
(2) Non Drenata		
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_{ϕ}	2	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1975)		
(4) Spangler - Handy (1982)		
FATTORI CORRETTIVI	2	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1970)		
FATTORI SISMICI	2	
(1) SI	NO	
(2) NO		
VERIFICA IN DIREZIONE	1	
(1) Y (Momento Mxx e forza FY // B)	B	
(2) X (Momento Myy e forza FX // L)		
VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE		
$\phi_{k,eq}$	30	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$C_{u,k,eq}$	0	kPa
$D \cdot \gamma$	14	kPa
γ	12.2	kN/mc
		contributo peso stabilizzante
		contributo forze di attrito
RIEPILOGO VERIFICHE:		
(1) D.M. 14/01/2008		
	qd (kPa)	qmax (kPa) verifica
(4) A1+M1+R3	134	90 SI
N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen		

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

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI																										
PROGETTO	Barriere La Spezia																									
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto esecutivo																									
J.N.	1166																									
DATA	22/06/2017																									
DESCRIZIONE	Barriera H = 4.5 m - SEZIONE CORRENTE - TRATTO CIECO - SPAZZANEVE																									
GEOMETRIA FONDAZIONE																										
TIPO DI FONDAZIONE :	2	T																								
(1) Plinto / Platea																										
(2) Trave																										
L (lato maggiore fondazione)	4	m																								
B (lato minore fondazione)	1.55	m																								
H (altezza fondazione)	0.5	m																								
l (lato maggiore dado)	4	m																								
b (lato minore dado)	0.35	m																								
h1 (altezza dado)	0.2	m																								
D (altezza terreno stabilizzante)	0.7	m																								
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	25	kN/mc																								
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	20	kN/mc																								
α (angolo inclinazione fondazione>0)	0	°																								
β (angolo inclinazione pendio>0)	0	°																								
a_g/g (accelerazione sismica orizz.)	0.000																									
S (coeff. stratigrafico)	0.0																									
Punto Applicazione forze esterne	1																									
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1																										
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2																										
Braccio Forze esterne	0.7	m																								
Volume cls fondazione	3	mc																								
Volume terreno sopra fondazione	1	mc																								
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	85	kN																								
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	19	kN																								
P.P.1 + P.P.2	104	kN																								
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO																										
QUOTA FALDA DA P.C.	1	m																								
hw (quota falda da p.c. >0)																										
TERRENO TIPO 1																										
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	20.0	kN/mc																								
TERRENO TIPO 2																										
d_2 (spessore strato)	3	m																								
ϕ_{k2} (angolo di attrito)	30	°																								
c'_{k2} (coesione efficace)	0	kPa																								
$C_{u,k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa																								
γ_{k2} (peso specifico naturale)	20	kN/mc																								
G (modulo di elasticità trasversale)	19231	kPa																								
TERRENO TIPO 3																										
ϕ_{k3} (angolo di attrito)	24	°																								
c'_{k3} (coesione efficace)	0	kPa																								
$C_{u,k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa																								
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19.0	kN/mc																								
G (modulo di elasticità trasversale)	5769	kPa																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>H_{cuneo}</td> <td align="center">1.3</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>$\phi_{k,eq}$</td> <td align="center">30</td> <td>°</td> </tr> <tr> <td>$c'_{k,eq}$</td> <td align="center">0</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td>$C_{u,k,eq}$</td> <td align="center">0</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td>$\gamma_{k,eq}$</td> <td align="center">20.0</td> <td>kN/mc</td> </tr> <tr> <td>G</td> <td align="center">19231</td> <td>kPa</td> </tr> </tbody> </table>			TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA			H_{cuneo}	1.3	m	$\phi_{k,eq}$	30	°	$c'_{k,eq}$	0	kPa	$C_{u,k,eq}$	0	kPa	$\gamma_{k,eq}$	20.0	kN/mc	G	19231	kPa			
TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA																										
H_{cuneo}	1.3	m																								
$\phi_{k,eq}$	30	°																								
$c'_{k,eq}$	0	kPa																								
$C_{u,k,eq}$	0	kPa																								
$\gamma_{k,eq}$	20.0	kN/mc																								
G	19231	kPa																								
TIPO DI VERIFICA																										
TIPO DI VERIFICA	1	⇒																								
(1) Drenata	DRENATA																									
(2) Non Drenata																										
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y	2																									
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																									
(2) Brinch - Hansen (1970)																										
(3) Vesic (1975)																										
(4) Spangler - Handy (1982)																										
FATTORI CORRETTIVI	2																									
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																									
(2) Brinch - Hansen (1970)																										
(3) Vesic (1970)																										
FATTORI SISMICI	2																									
(1) SI	NO																									
(2) NO																										
VERIFICA IN DIREZIONE	1																									
(1) Y (Momento M_{xx} e forza $F_Y // B$)	B																									
(2) X (Momento M_{yy} e forza $F_X // L$)																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\phi_{k,eq}$</td> <td align="center">30</td> <td>°</td> </tr> <tr> <td>$c'_{k,eq}$</td> <td align="center">0</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td>$C_{u,k,eq}$</td> <td align="center">0</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td>$D \cdot \gamma$</td> <td align="center">14</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td>γ</td> <td align="center">12.2</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	$C_{u,k,eq}$	0	kPa	$D \cdot \gamma$	14	kPa	γ	12.2	kN/mc			contributo peso stabilizzante			contributo forze di attrito
VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE																										
$\phi_{k,eq}$	30	°																								
$c'_{k,eq}$	0	kPa																								
$C_{u,k,eq}$	0	kPa																								
$D \cdot \gamma$	14	kPa																								
γ	12.2	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">qd (kPa)</td> <td align="center">qmax (kPa) verifica</td> </tr> <tr> <td align="center">(4) A1+M1+R3</td> <td align="center">141</td> <td align="center">64 SI</td> </tr> </tbody> </table>			RIEPILOGO VERIFICHE:			(1) D.M. 14/01/2008				qd (kPa)	qmax (kPa) verifica	(4) A1+M1+R3	141	64 SI												
RIEPILOGO VERIFICHE:																										
(1) D.M. 14/01/2008																										
	qd (kPa)	qmax (kPa) verifica																								
(4) A1+M1+R3	141	64 SI																								
<p align="right">N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen</p>																										

**Riqualificazione 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						(4) A1+M1+R3		
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto esecutivo								
J.N.	1166								
DATA	22/06/2017								
DESCRIZIONE	Barriera H = 4.5 m - SEZIONE CORRENTE - TRATTO CIECO - SPAZZANEVE								
NORMATIVA	(1) D.M. 14/01/2008								
COMBINAZIONE	(4) A1+M1+R3 OK								
COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO									
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1	D.M.14/01/2008				. (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 . X (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			
(1) D.M. 14/01/2008									
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)									
COMBINAZIONE	4	EC7							
Tipologia di carico		D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
		SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	
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	
Parametri terreno		SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA	
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25	
c' (coesione apparente)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25	
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4	
Resistenze		SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3
Capacità portante	2.3	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1
CARICHI DI PROGETTO									
INSERIMENTO CARICHI	2	CARICHI CARATTERISTICI - 1 N [kN] Gk Qk Fy [kN] 65.0 0.0 Mx [kNm] 0.0 0.0 Fx [kNm] 0.0 0.0 My [kNm] 0.0 0.0				CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd) INSERIRE CARICHI!!! 2 N [kN] Gd + Qd Fy [kN] 84.0 Mx [kNm] 22.5 Fx [kNm] 30.4 My [kNm] 0.0			
(1) CARICHI CARATTERISTICI									
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO									
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO									
p.p. fond. + p.p. ter. (k) [kN]	104								
p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN]	135								
Nd [kN]	84								
Fy,d [kN]	23								
Mx,d [kNm]	30								
Fx,d [kN]	0								
My,d [kNm]	0								
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE		N tot [kN] 219 Fy tot [kN] 22.5 Mx tot [kNm] 46.15 Fx tot [kN] 0 My tot [kNm] 0 ex = Mx / Ntot (lungo lato B) 0.21 REAGENTE 0.26 ey = My / Ntot (lungo lato L) 0.00 REAGENTE 0.67							
N tot [kN]	219								
Fy tot [kN]	22.5								
Mx tot [kNm]	46.15								
Fx tot [kN]	0								
My tot [kNm]	0								
ex = Mx / Ntot (lungo lato B)	0.21								
REAGENTE	0.26								
ey = My / Ntot (lungo lato L)	0.00								
REAGENTE	0.67								
VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE									
PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI		TIPO DI FONDAZIONE 2 T TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA CALCOLO DI Ny 2 BRINCH - HANSEN FATTORI CORRETTIVI 2 BRINCH - HANSEN DIREZIONE DI CALCOLO 1 B FATTORI SISMICI 2 NO PUNZONAMENTO Ir (indice di rigidezza) 1845 ⇒ Fattori di punzonamento = 1 Icr (indice critico) 112				FORMULA GENERALE : $q_{ult} = c N_{s,c} i_c d_c b_c z_c \Psi_c + q N_{s,q} i_q d_q b_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,y} i_y d_y b_y z_y \Psi_y$			
φ _{req} (angolo di attrito) [°]	30								
c' k _{req} (coesione apparente) [kPa]	0								
Cu k _{req} (coesione non drenata) [kPa]	0								
PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO		FATTORI CAPACITA' PORTANTE Nc PRANDTL (1921) 30.17 Nq PRANDTL (1921) 18.43 Ny 15.10							
φ _d (angolo di attrito) [°]	30								
c' d (coesione apparente) [kPa]	0								
Cu,d (coesione non drenata) [kPa]	0								
FATTORI CORRETTIVI		Sc 1.00 Sq 1.00 Sy 1.00 Ic 0.76 Iq 0.78 Iy 0.70 Dc 1.18 Dq 1.26 Dy 1.00 Bc 1.00 Bq 1.00 By 1.00 Gc 1.00 Gq 1.00 Gy 1.00 Zc 1.00 Zq 1.00 Zy 1.00 Ψc 1.00 Ψq 1.00 Ψy 1.00							
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN								
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN								
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN								
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN								
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN								
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER								
Fattori di punzonamento	VESIC								
(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	q _{ult} (A+B+C)		325 kPa					
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	252	q _d (q _{ult} /FS)		141 kPa					
(C) Componente per attrito - Ny [kPa]	73	Q _{ult} (q _{ult} x B' x L')		1.466 kN					
		Q _d (Q _{ult} /FS)		637 kN					
q _d (q _{ult} /FS)	=	141 kPa	>	q _{max} =	64 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA			
t _d (τ _{ult} /FS)	=	19 kPa	>	t _{max} =	4 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA			
Ms/Mr	=	2.55	>	1		VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU SODDISFATTA			

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

16.1.2 TRAVE DI FONDAZIONE ESISTENTE – SEZIONE CORRENTE – BARRIERA VETRATA

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI											
PROGETTO	Barriere La Spezia										
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto esecutivo										
J.N.	1166										
DATA	22/06/2017										
DESCRIZIONE	Barriera H = 4.5 m - SEZIONE CORRENTE - TRATTO VETRATO - VENTO										
GEOMETRIA FONDAZIONE											
TIPO DI FONDAZIONE :	2		T								
(1) Plinto / Platea											
(2) Trave											
L (lato maggiore fondazione)	2.25		m								
B (lato minore fondazione)	1.55		m								
H (altezza fondazione)	0.5		m								
I (lato maggiore dado)	2.25		m								
b (lato minore dado)	0.35		m								
h1 (altezza dado)	0.2		m								
D (altezza terreno stabilizzante)	0.7		m								
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	25		kN/mc								
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	20		kN/mc								
α (angolo inclinazione fondazione>0)	0		°								
β (angolo inclinazione pendio>0)	0		°								
a_g/g (accelerazione sismica orizz.)	0.000										
S (coeff. stratigrafico)	0.0										
Punto Applicazione forze esterne	1										
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1											
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2											
Braccio Forze esterne	0.7		m								
Volume cls fondazione	2		mc								
Volume terreno sopra fondazione	1		mc								
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	48		kN								
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	11		kN								
P.P.1 + P.P.2	58		kN								
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO											
QUOTA FALDA DA P.C.											
hw (quota falda da p.c. >0)	1		m								
TERRENO TIPO 1											
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	20.0		kN/mc								
TERRENO TIPO 2											
d_2 (spessore strato)	3		m								
ϕ'_{k2} (angolo di attrito)	30		°								
c'_{k2} (coesione efficace)	0		kPa								
$C_{u,k2}$ (coesione non drenata)	0		kPa								
γ_{k2} (peso specifico naturale)	20		kN/mc								
G (modulo di elasticità trasversale)	19231		kPa								
TERRENO TIPO 3											
ϕ'_{k3} (angolo di attrito)	24		°								
c'_{k3} (coesione efficace)	0		kPa								
$C_{u,k3}$ (coesione non drenata)	0		kPa								
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19.0		kN/mc								
G (modulo di elasticità trasversale)	5769		kPa								
TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA											
H_{cuneo}	1.3		m								
$\phi_{k,eq}$	30		°								
$c'_{k,eq}$	0		kPa								
$C_{u,k,eq}$	0		kPa								
$\gamma_{k,eq}$	20.0		kN/mc								
G	19231		kPa								
TIPO DI VERIFICA											
TIPO DI VERIFICA	1	⇒	VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE								
(1) Drenata	DRENATA		$\phi_{k,eq}$ 30 °								
(2) Non Drenata			$c'_{k,eq}$ 0 kPa								
			$C_{u,k,eq}$ 0 kPa								
			$D \cdot \gamma$ 14 kPa contributo peso stabilizzante								
			γ 12.2 kN/mc contributo forze di attrito								
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y	2		RIEPILOGO VERIFICHE:								
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN		(1) D.M. 14/01/2008								
(2) Brinch - Hansen (1970)											
(3) Vesic (1975)											
(4) Spangler - Handy (1982)											
FATTORI CORRETTIVI	2										
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN										
(2) Brinch - Hansen (1970)											
(3) Vesic (1970)											
FATTORI SISMICI	2										
(1) SI	NO										
(2) NO											
VERIFICA IN DIREZIONE	1										
(1) Y (Momento M_{xx} e forza $F_Y // B$)	B										
(2) X (Momento M_{yy} e forza $F_X // L$)											
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <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 align="center">111</td> <td align="center">91</td> <td align="center">SI</td> </tr> </tbody> </table>					qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica	(4) A1+M1+R3	111	91	SI
	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica								
(4) A1+M1+R3	111	91	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)																																																																								
PROGETTO	Barriere La Spezia																																																																							
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto esecutivo			(4) A1+M1+R3																																																																				
J.N.	1166																																																																							
DATA	22/06/2017																																																																							
DESCRIZIONE	Barriera H = 4.5 m - SEZIONE CORRENTE - TRATTO VETRATO - VENTO																																																																							
NORMATIVA	(1) D.M. 14/01/2008																																																																							
COMBINAZIONE	(4) A1+M1+R3 OK																																																																							
COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO																																																																								
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1	}			D.M.14/01/2008		. (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 . X (4) A1+M1+R3 Approccio 2 . (5) SISMA																																																																	
(1) D.M. 14/01/2008																																																																								
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)																																																																								
COMBINAZIONE	4	}			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																																																																	
Parametri terreno		SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA																																																																
tan δ (angolo di attrito)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25	1.25																																																															
c' (coesione apparente)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25	1.25																																																															
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4	1.4																																																															
Resistenze		SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA																																																														
Capacità portante	2.3	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1																																																														
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1	1																																																														
CARICHI DI PROGETTO																																																																								
INSERIMENTO CARICHI	2	}			CARICHI CARATTERISTICI - 1			CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd) INSERIRE CARICHI!!! 2																																																																
(1) CARICHI CARATTERISTICI																																																																								
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO																																																																								
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO		}			<table border="1" style="font-size: 0.8em;"> <tr><th>Gk</th><th>Qk</th></tr> <tr><td>N [kN]</td><td>18.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>Fy [kN]</td><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>Mx [kNm]</td><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>Fx [kNm]</td><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>My [kNm]</td><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> </table>			Gk	Qk	N [kN]	18.0	0.0	Fy [kN]	0.0	0.0	Mx [kNm]	0.0	0.0	Fx [kNm]	0.0	0.0	My [kNm]	0.0	0.0	<table border="1" style="font-size: 0.8em;"> <tr><th>Gd + Qd</th></tr> <tr><td>N [kN]</td><td>24.0</td></tr> <tr><td>Fy [kN]</td><td>15.2</td></tr> <tr><td>Mx [kNm]</td><td>34.2</td></tr> <tr><td>Fx [kNm]</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>My [kNm]</td><td>0.0</td></tr> </table>			Gd + Qd	N [kN]	24.0	Fy [kN]	15.2	Mx [kNm]	34.2	Fx [kNm]	0.0	My [kNm]	0.0																																		
Gk	Qk																																																																							
N [kN]	18.0	0.0																																																																						
Fy [kN]	0.0	0.0																																																																						
Mx [kNm]	0.0	0.0																																																																						
Fx [kNm]	0.0	0.0																																																																						
My [kNm]	0.0	0.0																																																																						
Gd + Qd																																																																								
N [kN]	24.0																																																																							
Fy [kN]	15.2																																																																							
Mx [kNm]	34.2																																																																							
Fx [kNm]	0.0																																																																							
My [kNm]	0.0																																																																							
p.p. fond. + p.p. ter. (k) [kN]	58																																																																							
p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN]	76																																																																							
N _y [kN]	24																																																																							
F _{yd} [kN]	15																																																																							
M _{xd} [kNm]	34																																																																							
F _{xd} [kN]	0																																																																							
M _{yd} [kNm]	0																																																																							
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE		}			<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>TENSIONE VERT. LUNGO LATO 'B' [m]</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>TENSIONE VERT. LUNGO LATO 'L' [m]</p> </div> </div>																																																																			
N _{tot} [kN]	100																																																																							
F _{y tot} [kN]	15.2																																																																							
M _{x tot} [kNm]	44.84																																																																							
F _{x tot} [kN]	0																																																																							
M _{y tot} [kNm]	0																																																																							
ex = M _x / N _{tot} (lungo lato B)	0.45																																																																							
PARZIALIZZATA	0.26																																																																							
ey = M _y / N _{tot} (lungo lato L)	0.00																																																																							
REAGENTE	0.38																																																																							
VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE																																																																								
PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI		}			<table border="1" style="font-size: 0.8em;"> <tr><td>TIPO DI FONDAZIONE</td><td>2</td><td>T</td></tr> <tr><td>TIPO DI VERIFICA</td><td>1</td><td>DRENATA</td></tr> <tr><td>CALCOLO DI N_y</td><td>2</td><td>BRINCH - HANSEN</td></tr> <tr><td>FATTORI CORRETTIVI</td><td>2</td><td>BRINCH - HANSEN</td></tr> <tr><td>DIREZIONE DI CALCOLO</td><td>1</td><td>B</td></tr> <tr><td>FATTORI SISMICI</td><td>2</td><td>NO</td></tr> <tr><td>PUNZONAMENTO</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>I_r (indice di rigidezza)</td><td>1845</td><td>=</td><td>Fattori di punzonamento = 1</td></tr> <tr><td>I_{cr} (indice critico)</td><td>89</td><td></td><td></td></tr> </table> <p>FORMULA GENERALE :</p> $q_{ult} = c N_{s,c} i d b g_c z_c \Psi_c + q N_{q,q} i d b g_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,\gamma} i d b g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$					TIPO DI FONDAZIONE	2	T	TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA	CALCOLO DI N _y	2	BRINCH - HANSEN	FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN	DIREZIONE DI CALCOLO	1	B	FATTORI SISMICI	2	NO	PUNZONAMENTO			I _r (indice di rigidezza)	1845	=	Fattori di punzonamento = 1	I _{cr} (indice critico)	89																																				
TIPO DI FONDAZIONE	2									T																																																														
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA																																																																						
CALCOLO DI N _y	2	BRINCH - HANSEN																																																																						
FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN																																																																						
DIREZIONE DI CALCOLO	1	B																																																																						
FATTORI SISMICI	2	NO																																																																						
PUNZONAMENTO																																																																								
I _r (indice di rigidezza)	1845	=	Fattori di punzonamento = 1																																																																					
I _{cr} (indice critico)	89																																																																							
φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	30																																																																							
c' _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0																																																																							
C _{u,k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0																																																																							
PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO		}			<table border="1" style="font-size: 0.8em;"> <tr><td>φ_d (angolo di attrito) [°]</td><td style="text-align: right;">30</td></tr> <tr><td>c'_d (coesione apparente) [kPa]</td><td style="text-align: right;">0</td></tr> <tr><td>C_{u,d} (coesione non drenata) [kPa]</td><td style="text-align: right;">0</td></tr> </table>					φ _d (angolo di attrito) [°]	30	c' _d (coesione apparente) [kPa]	0	C _{u,d} (coesione non drenata) [kPa]	0																																																									
φ _d (angolo di attrito) [°]	30																																																																							
c' _d (coesione apparente) [kPa]	0																																																																							
C _{u,d} (coesione non drenata) [kPa]	0																																																																							
FATTORI CAPACITA' PORTANTE		}			<table border="1" style="font-size: 0.8em;"> <tr><td>N_c PRANDTL (1921)</td><td style="text-align: right;">30.17</td></tr> <tr><td>N_q PRANDTL (1921)</td><td style="text-align: right;">18.43</td></tr> <tr><td>N_γ</td><td style="text-align: right;">15.10</td></tr> </table>					N _c PRANDTL (1921)	30.17	N _q PRANDTL (1921)	18.43	N _γ	15.10																																																									
N _c PRANDTL (1921)	30.17																																																																							
N _q PRANDTL (1921)	18.43																																																																							
N _γ	15.10																																																																							
FATTORI CORRETTIVI		}			<table border="1" style="font-size: 0.8em;"> <tr><td>Fattori di forma</td><td>BRINCH - HANSEN</td><td>=</td><td>S_c</td><td>1.00</td><td>S_q</td><td>1.00</td><td>S_γ</td><td>1.00</td></tr> <tr><td>Fattori inclinazione carico</td><td>BRINCH - HANSEN</td><td>=</td><td>I_c</td><td>0.66</td><td>I_q</td><td>0.68</td><td>I_γ</td><td>0.58</td></tr> <tr><td>Fattori di approfondimento</td><td>BRINCH - HANSEN</td><td>=</td><td>D_c</td><td>1.18</td><td>D_q</td><td>1.26</td><td>D_γ</td><td>1.00</td></tr> <tr><td>Fattori inclinazione fondazione</td><td>BRINCH - HANSEN</td><td>=</td><td>B_c</td><td>1.00</td><td>B_q</td><td>1.00</td><td>B_γ</td><td>1.00</td></tr> <tr><td>Fattori inclinazione p.c.</td><td>BRINCH - HANSEN</td><td>=</td><td>G_c</td><td>1.00</td><td>G_q</td><td>1.00</td><td>G_γ</td><td>1.00</td></tr> <tr><td>Fattori sismici</td><td>PAOLUCCI E PECKER</td><td>=</td><td>Z_c</td><td>1.00</td><td>Z_q</td><td>1.00</td><td>Z_γ</td><td>1.00</td></tr> <tr><td>Fattori di punzonamento</td><td>VESIC</td><td>=</td><td>Ψ_c</td><td>1.00</td><td>Ψ_q</td><td>1.00</td><td>Ψ_γ</td><td>1.00</td></tr> </table>					Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	=	S _c	1.00	S _q	1.00	S _γ	1.00	Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	=	I _c	0.66	I _q	0.68	I _γ	0.58	Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	=	D _c	1.18	D _q	1.26	D _γ	1.00	Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	=	B _c	1.00	B _q	1.00	B _γ	1.00	Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	=	G _c	1.00	G _q	1.00	G _γ	1.00	Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	=	Z _c	1.00	Z _q	1.00	Z _γ	1.00	Fattori di punzonamento	VESIC	=	Ψ _c	1.00	Ψ _q	1.00	Ψ _γ	1.00
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN									=	S _c	1.00	S _q	1.00	S _γ	1.00																																																								
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	=	I _c	0.66	I _q	0.68	I _γ	0.58																																																																
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	=	D _c	1.18	D _q	1.26	D _γ	1.00																																																																
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	=	B _c	1.00	B _q	1.00	B _γ	1.00																																																																
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	=	G _c	1.00	G _q	1.00	G _γ	1.00																																																																
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	=	Z _c	1.00	Z _q	1.00	Z _γ	1.00																																																																
Fattori di punzonamento	VESIC	=	Ψ _c	1.00	Ψ _q	1.00	Ψ _γ	1.00																																																																
(A) Componente per coesione - N _c [kPa]	0	}			<table border="1" style="font-size: 0.8em;"> <tr><td>q_{ult} (A+B+C)</td><td style="text-align: right;">256 kPa</td></tr> <tr><td>q_d (q_{ult}/FS)</td><td style="text-align: right;">111 kPa</td></tr> <tr><td>Q_{ult} (q_{ult} x B' x L')</td><td style="text-align: right;">375 kN</td></tr> <tr><td>Q_d (Q_{ult}/FS)</td><td style="text-align: right;">163 kN</td></tr> </table>					q _{ult} (A+B+C)	256 kPa	q _d (q _{ult} /FS)	111 kPa	Q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	375 kN	Q _d (Q _{ult} /FS)	163 kN																																																							
q _{ult} (A+B+C)	256 kPa																																																																							
q _d (q _{ult} /FS)	111 kPa																																																																							
Q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	375 kN																																																																							
Q _d (Q _{ult} /FS)	163 kN																																																																							
(B) Componente per sovracc - N _q [kPa]	221																																																																							
(C) Componente per attrito - N _γ [kPa]	35																																																																							
q_d (q_{ult}/FS)	= 111 kPa	>	q_{max} = 91 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA																																																																				
t_d (τ_{ult}/FS)	= 15 kPa	>	t_{max} = 4 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA																																																																				
Ms/Mr	= 1.19	>	1	VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU SODDISFATTA																																																																				

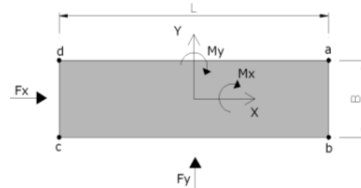
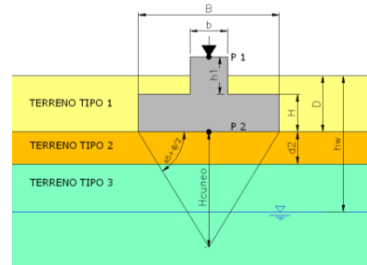
**Riqualificazione funzionale architettonica dell'interfaccia Porto Città della Spezia
Intervento di protezione antifonica e relativo inserimento ambientale e
paesaggistico lungo viale San Bartolomeo**

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

PROGETTO Barriere La Spezia
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto esecutivo
J.N. 1166
DATA 22/06/2017
DESCRIZIONE Barriera H = 4.5 m - SEZIONE CORRENTE - TRATTO VETRATO - SPAZZANEVE

GEOMETRIA FONDAZIONE

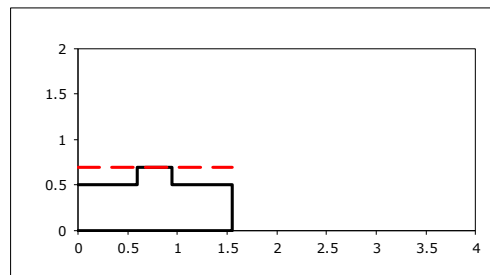
TIPO DI FONDAZIONE :	2	T
(1) Plinto / Platea		
(2) Trave		
L (lato maggiore fondazione)	4	m
B (lato minore fondazione)	1.55	m
H (altezza fondazione)	0.5	m
l (lato maggiore dado)	4	m
b (lato minore dado)	0.35	m
h1 (altezza dado)	0.2	m
D (altezza terreno stabilizzante)	0.7	m
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	25	kN/mc
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	20	kN/mc
α (angolo inclinazione fondazione>0)	0	°
β (angolo inclinazione pendio>0)	0	°
a_g/g (accelerazione sismica orizz.)	0.000	
S (coeff. stratigrafico)	0.0	
Punto Applicazione forze esterne	1	
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1		
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2		
Braccio Forze esterne	0.7	m
Volume cls fondazione	3	mc
Volume terreno sopra fondazione	1	mc
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	85	kN
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	19	kN
P.P.1 + P.P.2	104	kN



PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

QUOTA FALDA DA P.C.	1	m
hw (quota falda da p.c. >0)		
TERRENO TIPO 1		
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	20.0	kN/mc
TERRENO TIPO 2		
d_2 (spessore strato)	3	m
ϕ_{k2} (angolo di attrito)	30	°
c'_{k2} (coesione efficace)	0	kPa
$C_{u,k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k2} (peso specifico naturale)	20	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	19231	kPa
TERRENO TIPO 3		
ϕ_{k3} (angolo di attrito)	24	°
c'_{k3} (coesione efficace)	0	kPa
$C_{u,k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19.0	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	5769	kPa

SEZIONE FONDAZIONE



TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA

H_{cuneo}	1.3	m
$\phi_{k,eq}$	30	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$C_{u,k,eq}$	0	kPa
$\gamma_{k,eq}$	20.0	kN/mc
G	19231	kPa

TIPO DI VERIFICA

TIPO DI VERIFICA	1	⇒
(1) Drenata	DRENATA	
(2) Non Drenata		
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y	2	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1975)		
(4) Spangler - Handy (1982)		
FATTORI CORRETTIVI	2	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1970)		
FATTORI SISMICI	2	
(1) SI	NO	
(2) NO		
VERIFICA IN DIREZIONE	1	
(1) Y (Momento M_{xx} e forza $F_Y // B$)	B	
(2) X (Momento M_{yy} e forza $F_X // L$)		

VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE

$\phi_{k,eq}$	30	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$C_{u,k,eq}$	0	kPa
D · γ	14	kPa
γ	12.2	kN/mc
		contributo peso stabilizzante
		contributo forze di attrito

RIEPILOGO VERIFICHE:

(1) D.M. 14/01/2008

	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica
(4) A1+M1+R3	131	58	SI

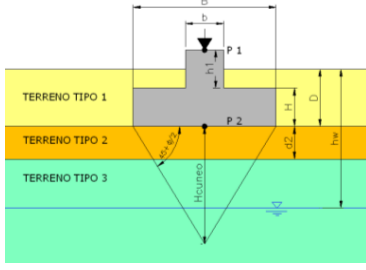
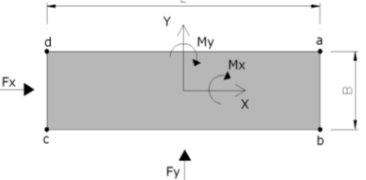
N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen

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

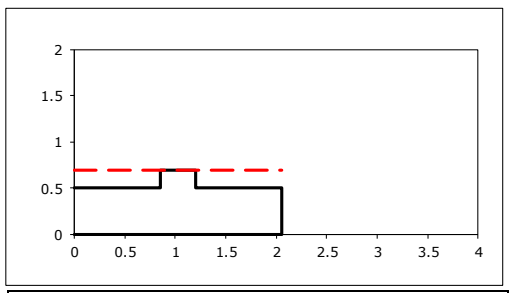
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)																																																																														
PROGETTO	Barriere La Spezia			(4) A1+M1+R3																																																																										
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto esecutivo																																																																													
J.N.	1166																																																																													
DATA	22/06/2017																																																																													
DESCRIZIONE	Barriera H = 4,5 m - SEZIONE CORRENTE - TRATTO VETRATO - SPAZZANEVE																																																																													
NORMATIVA	(1) D.M. 14/01/2008																																																																													
COMBINAZIONE	(4) A1+M1+R3 OK																																																																													
COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO																																																																														
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1	D.M.14/01/2008			(1) SLE - RARA (2) A1+M1+R1 (3) A2+M2+R2 (4) A1+M1+R3 (5) SISMA		Metodo TA D.M.11/03/1988 Approccio 1 comb. 1 Approccio 1 comb. 2 Approccio 2																																																																							
(1) D.M. 14/01/2008																																																																														
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)		EC7			(11) A1+M1+R1 (12) A2+M2+R1 (13) A1+M1+R2 (14) A1+M2+R3 (15) SISMA		Approccio 1 comb. 1 Approccio 1 comb. 2 Approccio 2 Approccio 3																																																																							
COMBINAZIONE	4																																																																													
CARICHI DI PROGETTO																																																																														
INSERIMENTO CARICHI	2	CARICHI CARATTERISTICI			CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)																																																																									
(1) CARICHI CARATTERISTICI		<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th>Gk</th><th>Qk</th></tr> <tr><td>34.0</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> <tr><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> </table>			Gk	Qk	34.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th>Gd + Qd</th></tr> <tr><td>45.0</td></tr> <tr><td>22.5</td></tr> <tr><td>30.4</td></tr> <tr><td>0.0</td></tr> <tr><td>0.0</td></tr> </table>					Gd + Qd	45.0	22.5	30.4	0.0	0.0																																																			
Gk	Qk																																																																													
34.0	0.0																																																																													
0.0	0.0																																																																													
0.0	0.0																																																																													
0.0	0.0																																																																													
0.0	0.0																																																																													
Gd + Qd																																																																														
45.0																																																																														
22.5																																																																														
30.4																																																																														
0.0																																																																														
0.0																																																																														
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO																																																																														
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO		<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>p.p.fond. + p.p.ter. (k)</td><td>104</td></tr> <tr><td>p.p.fond. + p.p.ter. (d)</td><td>135</td></tr> <tr><td>N_d</td><td>45</td></tr> <tr><td>F_{y,d}</td><td>23</td></tr> <tr><td>M_{x,d}</td><td>30</td></tr> <tr><td>F_{x,d}</td><td>0</td></tr> <tr><td>M_{y,d}</td><td>0</td></tr> </table>			p.p.fond. + p.p.ter. (k)	104	p.p.fond. + p.p.ter. (d)	135	N _d	45	F _{y,d}	23	M _{x,d}	30	F _{x,d}	0	M _{y,d}	0	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>N</td><td>45.0</td></tr> <tr><td>F_y</td><td>22.5</td></tr> <tr><td>M_x</td><td>30.4</td></tr> <tr><td>F_x</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>M_y</td><td>0.0</td></tr> </table>					N	45.0	F _y	22.5	M _x	30.4	F _x	0.0	M _y	0.0																																													
p.p.fond. + p.p.ter. (k)	104																																																																													
p.p.fond. + p.p.ter. (d)	135																																																																													
N _d	45																																																																													
F _{y,d}	23																																																																													
M _{x,d}	30																																																																													
F _{x,d}	0																																																																													
M _{y,d}	0																																																																													
N	45.0																																																																													
F _y	22.5																																																																													
M _x	30.4																																																																													
F _x	0.0																																																																													
M _y	0.0																																																																													
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE		<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>N_{tot}</td><td>180</td></tr> <tr><td>F_{y tot}</td><td>22.5</td></tr> <tr><td>M_{x tot}</td><td>46.15</td></tr> <tr><td>F_{x tot}</td><td>0</td></tr> <tr><td>M_{y tot}</td><td>0</td></tr> <tr><td>ex = M_x / N_{tot} (lungo lato B)</td><td>0.26</td></tr> <tr><td>REAGENTE</td><td>0.26</td></tr> <tr><td>ey = M_y / N_{tot} (lungo lato L)</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>REAGENTE</td><td>0.67</td></tr> </table>			N _{tot}	180	F _{y tot}	22.5	M _{x tot}	46.15	F _{x tot}	0	M _{y tot}	0	ex = M _x / N _{tot} (lungo lato B)	0.26	REAGENTE	0.26	ey = M _y / N _{tot} (lungo lato L)	0.00	REAGENTE	0.67																																																								
N _{tot}	180																																																																													
F _{y tot}	22.5																																																																													
M _{x tot}	46.15																																																																													
F _{x tot}	0																																																																													
M _{y tot}	0																																																																													
ex = M _x / N _{tot} (lungo lato B)	0.26																																																																													
REAGENTE	0.26																																																																													
ey = M _y / N _{tot} (lungo lato L)	0.00																																																																													
REAGENTE	0.67																																																																													
VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE		PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI			TIPO DI FONDAZIONE																																																																									
φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	30	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th>PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO</th></tr> <tr><td>φ_d (angolo di attrito) [°]</td><td>30</td></tr> <tr><td>c_d (coesione apparente) [kPa]</td><td>0</td></tr> <tr><td>c_{u,d} (coesione non drenata) [kPa]</td><td>0</td></tr> </table>			PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	φ _d (angolo di attrito) [°]	30	c _d (coesione apparente) [kPa]	0	c _{u,d} (coesione non drenata) [kPa]	0	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>TIPO DI FONDAZIONE</td><td>2</td><td>T</td></tr> <tr><td>TIPO DI VERIFICA</td><td>1</td><td>DRENATA</td></tr> <tr><td>CALCOLO DI N_y</td><td>2</td><td>BRINCH - HANSEN</td></tr> <tr><td>FATTORI CORRETTIVI</td><td>2</td><td>BRINCH - HANSEN</td></tr> <tr><td>DIREZIONE DI CALCOLO</td><td>1</td><td>B</td></tr> <tr><td>FATTORI SISMICI</td><td>2</td><td>NO</td></tr> <tr><td>PUNZONAMENTO</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>Ir (indice di rigidezza)</td><td>1845</td><td>⇒</td><td colspan="3">Fattori di punzonamento = 1</td></tr> <tr><td>Icr (indice critico)</td><td>112</td><td></td><td colspan="3"></td></tr> <tr><td>FORMULA GENERALE:</td><td></td><td></td><td colspan="3"></td></tr> <tr><td colspan="6" style="text-align: center;">$q_{ult} = cN_{s,c}i_c d b c_c g_c z_c \Psi_c + qN_{s,q}i_q d b q_c g_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_\gamma d b \gamma_c g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$</td></tr> </table>					TIPO DI FONDAZIONE	2	T	TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA	CALCOLO DI N _y	2	BRINCH - HANSEN	FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN	DIREZIONE DI CALCOLO	1	B	FATTORI SISMICI	2	NO	PUNZONAMENTO			Ir (indice di rigidezza)	1845	⇒	Fattori di punzonamento = 1			Icr (indice critico)	112					FORMULA GENERALE:						$q_{ult} = cN_{s,c}i_c d b c_c g_c z_c \Psi_c + qN_{s,q}i_q d b q_c g_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_\gamma d b \gamma_c g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$																						
PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO																																																																														
φ _d (angolo di attrito) [°]	30																																																																													
c _d (coesione apparente) [kPa]	0																																																																													
c _{u,d} (coesione non drenata) [kPa]	0																																																																													
TIPO DI FONDAZIONE	2	T																																																																												
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA																																																																												
CALCOLO DI N _y	2	BRINCH - HANSEN																																																																												
FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN																																																																												
DIREZIONE DI CALCOLO	1	B																																																																												
FATTORI SISMICI	2	NO																																																																												
PUNZONAMENTO																																																																														
Ir (indice di rigidezza)	1845	⇒	Fattori di punzonamento = 1																																																																											
Icr (indice critico)	112																																																																													
FORMULA GENERALE:																																																																														
$q_{ult} = cN_{s,c}i_c d b c_c g_c z_c \Psi_c + qN_{s,q}i_q d b q_c g_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_\gamma d b \gamma_c g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$																																																																														
c _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0																																																																													
c _{u,k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0																																																																													
FATTORI CAPACITA' PORTANTE		<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>N_c PRANDTL (1921)</td><td>30.17</td></tr> <tr><td>N_q PRANDTL (1921)</td><td>18.43</td></tr> <tr><td>N_γ</td><td>15.10</td></tr> </table>			N _c PRANDTL (1921)	30.17	N _q PRANDTL (1921)	18.43	N _γ	15.10	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Fattori di forma</td><td>BRINCH - HANSEN</td><td>⇒</td><td>S_c</td><td>1.00</td><td>S_q</td><td>1.00</td><td>S_γ</td><td>1.00</td></tr> <tr><td>Fattori inclinazione carico</td><td>BRINCH - HANSEN</td><td>⇒</td><td>I_c</td><td>0.72</td><td>I_q</td><td>0.73</td><td>I_γ</td><td>0.64</td></tr> <tr><td>Fattori di approfondimento</td><td>BRINCH - HANSEN</td><td>⇒</td><td>D_c</td><td>1.18</td><td>D_q</td><td>1.26</td><td>D_γ</td><td>1.00</td></tr> <tr><td>Fattori inclinazione fondazione</td><td>BRINCH - HANSEN</td><td>⇒</td><td>B_c</td><td>1.00</td><td>B_q</td><td>1.00</td><td>B_γ</td><td>1.00</td></tr> <tr><td>Fattori inclinazione p.c.</td><td>BRINCH - HANSEN</td><td>⇒</td><td>G_c</td><td>1.00</td><td>G_q</td><td>1.00</td><td>G_γ</td><td>1.00</td></tr> <tr><td>Fattori sismici</td><td>PAOLUCCI E PECKER</td><td>⇒</td><td>Z_c</td><td>1.00</td><td>Z_q</td><td>1.00</td><td>Z_γ</td><td>1.00</td></tr> <tr><td>Fattori di punzonamento</td><td>VESIC</td><td>⇒</td><td>Ψ_c</td><td>1.00</td><td>Ψ_q</td><td>1.00</td><td>Ψ_γ</td><td>1.00</td></tr> </table>					Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	S _c	1.00	S _q	1.00	S _γ	1.00	Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	I _c	0.72	I _q	0.73	I _γ	0.64	Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	D _c	1.18	D _q	1.26	D _γ	1.00	Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	B _c	1.00	B _q	1.00	B _γ	1.00	Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	G _c	1.00	G _q	1.00	G _γ	1.00	Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Z _c	1.00	Z _q	1.00	Z _γ	1.00	Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψ _c	1.00	Ψ _q	1.00	Ψ _γ	1.00
N _c PRANDTL (1921)	30.17																																																																													
N _q PRANDTL (1921)	18.43																																																																													
N _γ	15.10																																																																													
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	S _c	1.00	S _q	1.00	S _γ	1.00																																																																						
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	I _c	0.72	I _q	0.73	I _γ	0.64																																																																						
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	D _c	1.18	D _q	1.26	D _γ	1.00																																																																						
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	B _c	1.00	B _q	1.00	B _γ	1.00																																																																						
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	G _c	1.00	G _q	1.00	G _γ	1.00																																																																						
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Z _c	1.00	Z _q	1.00	Z _γ	1.00																																																																						
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψ _c	1.00	Ψ _q	1.00	Ψ _γ	1.00																																																																						
(A) Componente per coesione - N _c [kPa]	0	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Q_{ult} (A+B+C)</td><td>300 kPa</td></tr> <tr><td>Q_d (Q_{ult}/FS)</td><td>131 kPa</td></tr> <tr><td>Q_{ult} (Q_{ult} x B' x L')</td><td>1,245 kN</td></tr> <tr><td>Q_d (Q_{ult}/FS)</td><td>541 kN</td></tr> </table>			Q _{ult} (A+B+C)	300 kPa	Q _d (Q _{ult} /FS)	131 kPa	Q _{ult} (Q _{ult} x B' x L')	1,245 kN	Q _d (Q _{ult} /FS)	541 kN	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Q_d (Q_{ult}/FS)</td><td>=</td><td>131 kPa</td><td>></td><td>q_{max}</td><td>=</td><td>58 kPa</td><td>VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA</td></tr> <tr><td>t_d (τ_{ult}/FS)</td><td>=</td><td>15 kPa</td><td>></td><td>t_{max}</td><td>=</td><td>4 kPa</td><td>VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA</td></tr> <tr><td>M_s/M_r</td><td>=</td><td>2.08</td><td>></td><td></td><td>=</td><td>1</td><td>VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU SODDISFATTA</td></tr> </table>					Q _d (Q _{ult} /FS)	=	131 kPa	>	q _{max}	=	58 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA	t _d (τ _{ult} /FS)	=	15 kPa	>	t _{max}	=	4 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA	M _s /M _r	=	2.08	>		=	1	VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU SODDISFATTA																																					
Q _{ult} (A+B+C)	300 kPa																																																																													
Q _d (Q _{ult} /FS)	131 kPa																																																																													
Q _{ult} (Q _{ult} x B' x L')	1,245 kN																																																																													
Q _d (Q _{ult} /FS)	541 kN																																																																													
Q _d (Q _{ult} /FS)	=	131 kPa	>	q _{max}	=	58 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA																																																																							
t _d (τ _{ult} /FS)	=	15 kPa	>	t _{max}	=	4 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA																																																																							
M _s /M _r	=	2.08	>		=	1	VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU SODDISFATTA																																																																							
(B) Componente per sovracc - N _q [kPa]	238																																																																													
(C) Componente per attrito - N _γ [kPa]	62																																																																													

16.1.3 TRAVE DI FONDAZIONE ALLARGATA – ZONA DI BORDO LATO OVEST

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI		
PROGETTO	Barriere La Spezia	
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto esecutivo	
J.N.	1166	
DATA	22/06/2017	
DESCRIZIONE	Barriera H = 4.5 m - TRATTO DI BORDO LATO OVEST - VENTO	
GEOMETRIA FONDAZIONE		
TIPO DI FONDAZIONE :	2	T
(1) Plinto / Platea		
(2) Trave		
x (allargamento fondazione)	0.5	m
L (lato maggiore fondazione)	1.9	m
B (lato minore fondazione)	2.05	m
H (altezza fondazione)	0.5	m
I (lato maggiore dado)	1.9	m
b (lato minore dado)	0.35	m
h1 (altezza dado)	0.2	m
D (altezza terreno stabilizzante)	0.7	m
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	25	kN/mc
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	20	kN/mc
α (angolo inclinazione fondazione>0)	0	°
β (angolo inclinazione pendio>0)	0	°
a_g/g (accelerazione sismica orizz.)	0.000	
S (coeff. stratigrafico)	0.0	
Punto Applicazione forze esterne	1	
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1		
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2		
Braccio Forze esterne	0.7	m
Volume cls fondazione	21	mc
Volume terreno sopra fondazione	6	mc
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	520	kN
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	129	kN
P.P.1 + P.P.2	649	kN

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO		
QUOTA FALDA DA P.C.	1	m
hw (quota falda da p.c. >0)		
TERRENO TIPO 1		
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	20.0	kN/mc
TERRENO TIPO 2		
d_2 (spessore strato)	3	m
ϕ'_{k2} (angolo di attrito)	30	°
c'_{k2} (coesione efficace)	0	kPa
$C_{u k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k2} (peso specifico naturale)	20	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	19231	kPa
TERRENO TIPO 3		
ϕ'_{k3} (angolo di attrito)	24	°
c'_{k3} (coesione efficace)	0	kPa
$C_{u k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19.0	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	5769	kPa



TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA		
H_{cuneo}	1.8	m
$\phi_{k,eq}$	30	°
$c'_{k,eq}$	0	kPa
$C_{u k,eq}$	0	kPa
$\gamma_{k,eq}$	20.0	kN/mc
G	19231	kPa

TIPO DI VERIFICA		
TIPO DI VERIFICA	1	⇒
(1) Drenata	DRENATA	
(2) Non Drenata		
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y	2	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1975)		
(4) Spangler - Handy (1982)		
FATTORI CORRETTIVI	2	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1970)		
FATTORI SISMICI	2	
(1) SI	NO	
(2) NO		
VERIFICA IN DIREZIONE	1	
(1) Y (Momento M_{xx} e forza $F_Y // B$)	B	
(2) X (Momento M_{yy} e forza $F_X // L$)		

VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE			
$\phi_{k,eq}$	30	°	
$c'_{k,eq}$	0	kPa	
$C_{u k,eq}$	0	kPa	
$D \cdot \gamma$	14	kPa	contributo peso stabilizzante
γ	11.7	kN/mc	contributo forze di attrito

RIEPILOGO VERIFICHE:			
(1) D.M. 14/01/2008			
	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica
(4) A1+M1+R3	110	108	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)											
PROGETTO	Barriere La Spezia			(4) A1+M1+R3							
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto esecutivo										
J.N.	1166										
DATA	22/06/2017										
DESCRIZIONE	Barriera H = 4.5 m - TRATTO DI BORDO LATO OVEST - VENTO										
NORMATIVA	(1) D.M. 14/01/2008										
COMBINAZIONE	(4) A1+M1+R3 OK										
COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO											
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1	}			D.M.14/01/2008		(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				
COMBINAZIONE	4									}	
Tipo di carico											
		D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)					
		SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA			
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			
Parametri terreno											
		SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA			
tan ϕ (angolo di attrito)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25			
c' (coesione apparente)	1	1	1	1.25	1	1	1.25	1.25			
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1	1.4	1	1	1.4	1.4			
Resistenze											
		SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA	
Capacità portante	2.3	3	1	1.8	2.3	2.3	1	1.4	1	1	
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1	1	
CARICHI DI PROGETTO											
INSERIMENTO CARICHI	2	}				CARICHI CARATTERISTICI		(1) CARICHI CARATTERISTICI (2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO			
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO											}
p.p. fond. + p.p. ter. (k)	649	}		N [kN] 283 Fy [kN] 0 Mx [kNm] 0 Fx [kNm] 0 My [kNm] 0			Gd + Qd N [kN] 368 Fy [kN] 181 Mx [kNm] 637 Fx [kNm] 0 My [kNm] 0				
p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN]	844									}	
Nd [kN]	368	}		TENSIONE VERT. LUNGO LATO "B" [m]			TENSIONE VERT. LUNGO LATO "L" [m]				
Fy,d [kN]	181									}	
Mx,d [kNm]	637	}		TENSIONE VERT. LUNGO LATO "B" [m]			TENSIONE VERT. LUNGO LATO "L" [m]				
Fx,d [kN]	0									}	
My,d [kNm]	0	}		TENSIONE VERT. LUNGO LATO "B" [kPa]			TENSIONE VERT. LUNGO LATO "L" [kPa]				
VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE											
PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI					TIPO DI FONDAZIONE						
ϕ (angolo di attrito) [°]	30	TIPO DI FONDAZIONE					2	T			
$c'_{k,eq}$ (coesione apparente) [kPa]	0	TIPO DI VERIFICA					1	DRENATA			
$c_{u,k,eq}$ (coesione non drenata) [kPa]	0	CALCOLO DI Ny					2	BRINCH - HANSEN			
PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO					FATTORI CORRETTIVI						
ϕ_d (angolo di attrito) [°]	30	FATTORI CORRETTIVI					2	BRINCH - HANSEN			
c'_d (coesione apparente) [kPa]	0	DIREZIONE DI CALCOLO					1	B			
$c_{u,d}$ (coesione non drenata) [kPa]	0	FATTORI SISMICI					2	NO			
FATTORI CAPACITA' PORTANTE					PUNZONAMENTO						
Nc PRANDTL (1921)	30.17	Ir (indice di rigidezza)					1651	⇒ Fattori di punzonamento = 1			
Nq PRANDTL (1921)	18.43	Icr (indice critico)					140				
Ny	15.10	FORMULA GENERALE :					$q_{ult} = c N_{s,c} i d b g_c z \Psi_c + q N_{s,q} i d b g_c z \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,i} d b g_\gamma z \Psi_\gamma$				
FATTORI CORRETTIVI					FORMULA GENERALE :						
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1.00	Sq	1.00	Sy	1.00			
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	ic	0.67	Iq	0.68	Iy	0.58			
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1.14	Dq	1.20	Dy	1.00			
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1.00	Bq	1.00	By	1.00			
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1.00	Gq	1.00	Gy	1.00			
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	1.00	Zq	1.00	Zy	1.00			
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψc	1.00	Ψq	1.00	Ψy	1.00			
(A) Componente per coesione - Nc [kPa]											
0											
(B) Componente per sovracc. - Nq [kPa]											
211											
(C) Componente per attrito - Ny [kPa]											
41											
q_{ult} (A+B+C)											
252 kPa											
q_d (q_{ult}/FS)											
110 kPa											
Q_{ult} (q_{ult} x B' x L')											
3,781 kN											
Q_d (Q_{ult}/FS)											
1,644 kN											
q_d (q_{ult}/FS)	=	110 kPa	>	q_{max} = 108 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA						
t_d (τ_{ult}/FS)	=	16 kPa	>	t_{max} = 5 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA						
Ms/Mr	=	1.19	>	1	VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU SODDISFATTA						

16.1.4 TRAVE DI FONDAZIONE ALLARGATA – ZONA DI BORDO LATO EST

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI																				
PROGETTO	Barriere La Spezia																			
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto esecutivo																			
J.N.	1166																			
DATA	22/06/2017																			
DESCRIZIONE	Barriera H = 4.5 m - TRATTO DI BORDO LATO EST - VENTO																			
GEOMETRIA FONDAZIONE																				
TIPO DI FONDAZIONE :	2	T																		
(1) Plinto / Platea																				
(2) Trave																				
x (allargamento fondazione)	0.5	m																		
L (lato maggiore fondazione)	18	m																		
B (lato minore fondazione)	2.05	m																		
H (altezza fondazione)	0.5	m																		
l (lato maggiore dado)	18	m																		
b (lato minore dado)	0.35	m																		
h1 (altezza dado)	0.2	m																		
D (altezza terreno stabilizzante)	0.7	m																		
γ_{fan} (peso specifico fondazione)	25	kN/mc																		
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	20	kN/mc																		
α (angolo inclinazione fondazione >0)	0	°																		
β (angolo inclinazione pendio >0)	0	°																		
a_g/g (accelerazione sismica orizz.)	0.000																			
S (coeff. stratigrafico)	0.0																			
Punto Applicazione forze esterne	1																			
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1																				
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2																				
Braccio Forze esterne	0.7	m																		
Volume cls fondazione	20	mc																		
Volume terreno sopra fondazione	6	mc																		
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	493	kN																		
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	122	kN																		
P.P.1 + P.P.2	615	kN																		
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO																				
QUOTA FALDA DA P.C.	1	m																		
h_w (quota falda da p.c. >0)																				
TERRENO TIPO 1																				
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	20.0	kN/mc																		
TERRENO TIPO 2																				
d_2 (spessore strato)	3	m																		
ϕ'_{k2} (angolo di attrito)	30	°																		
c'_{k2} (coesione efficace)	0	kPa																		
$C_{u,k2}$ (coesione non drenata)	0	kPa																		
γ_{k2} (peso specifico naturale)	20	kN/mc																		
G (modulo di elasticità trasversale)	19231	kPa																		
TERRENO TIPO 3																				
ϕ'_{k3} (angolo di attrito)	24	°																		
c'_{k3} (coesione efficace)	0	kPa																		
$C_{u,k3}$ (coesione non drenata)	0	kPa																		
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19.0	kN/mc																		
G (modulo di elasticità trasversale)	5769	kPa																		
TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA <table border="1"> <tr><td>H_{cuneo}</td><td>1.8</td><td>m</td></tr> <tr><td>$\phi'_{k,eq}$</td><td>30</td><td>°</td></tr> <tr><td>$c'_{k,eq}$</td><td>0</td><td>kPa</td></tr> <tr><td>$C_{u,k,eq}$</td><td>0</td><td>kPa</td></tr> <tr><td>$\gamma_{k,eq}$</td><td>20.0</td><td>kN/mc</td></tr> <tr><td>G</td><td>19231</td><td>kPa</td></tr> </table>			H_{cuneo}	1.8	m	$\phi'_{k,eq}$	30	°	$c'_{k,eq}$	0	kPa	$C_{u,k,eq}$	0	kPa	$\gamma_{k,eq}$	20.0	kN/mc	G	19231	kPa
H_{cuneo}	1.8	m																		
$\phi'_{k,eq}$	30	°																		
$c'_{k,eq}$	0	kPa																		
$C_{u,k,eq}$	0	kPa																		
$\gamma_{k,eq}$	20.0	kN/mc																		
G	19231	kPa																		
TIPO DI VERIFICA																				
TIPO DI VERIFICA	1	⇒																		
(1) Drenata	DRENATA																			
(2) Non Drenata																				
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y	2																			
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																			
(2) Brinch - Hansen (1970)																				
(3) Vesic (1975)																				
(4) Spangler - Handy (1982)																				
FATTORI CORRETTIVI	2																			
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																			
(2) Brinch - Hansen (1970)																				
(3) Vesic (1970)																				
FATTORI SISMICI	2																			
(1) SI	NO																			
(2) NO																				
VERIFICA IN DIREZIONE	1																			
(1) Y (Momento M_{xx} e forza $F_Y // B$)	B																			
(2) X (Momento M_{yy} e forza $F_X // L$)																				
VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE <table border="1"> <tr><td>$\phi'_{k,eq}$</td><td>30</td><td>°</td></tr> <tr><td>$c'_{k,eq}$</td><td>0</td><td>kPa</td></tr> <tr><td>$C_{u,k,eq}$</td><td>0</td><td>kPa</td></tr> <tr><td>$D - \gamma$</td><td>14</td><td>kPa</td></tr> <tr><td>γ</td><td>11.7</td><td>kN/mc</td></tr> </table> <p align="right">contributo peso stabilizzante contributo forze di attrito</p>			$\phi'_{k,eq}$	30	°	$c'_{k,eq}$	0	kPa	$C_{u,k,eq}$	0	kPa	$D - \gamma$	14	kPa	γ	11.7	kN/mc			
$\phi'_{k,eq}$	30	°																		
$c'_{k,eq}$	0	kPa																		
$C_{u,k,eq}$	0	kPa																		
$D - \gamma$	14	kPa																		
γ	11.7	kN/mc																		
RIEPILOGO VERIFICHE: (1) D.M. 14/01/2008 <table border="1"> <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 align="center">114</td> <td align="center">103</td> <td align="center">SI</td> </tr> </tbody> </table>				qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica	(4) A1+M1+R3	114	103	SI										
	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica																	
(4) A1+M1+R3	114	103	SI																	
N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen																				

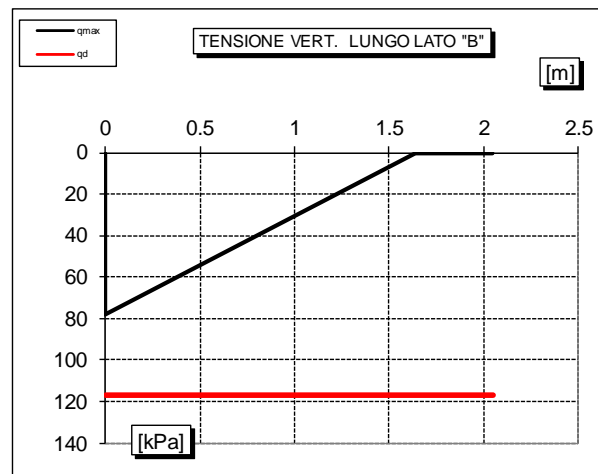
**Riqualificazione funzionale architettonica dell'interfaccia Porto Città della Spezia
Intervento di protezione antifonica e relativo inserimento ambientale e
paesaggistico lungo viale San Bartolomeo**

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)																											
PROGETTO		Barriere La Spezia																									
LIVELLO DI PROGETTAZIONE		Progetto esecutivo			(4) A1+M1+R3																						
J.N.		1166																									
DATA		22/06/2017																									
DESCRIZIONE		Barriera H = 4.5 m - TRATTO DI BORDO LATO EST - VENTO																									
NORMATIVA		(1) D.M. 14/01/2008																									
COMBINAZIONE		(4) A1+M1+R3			OK																						
COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO																											
NORMATIVA DI RIFERIMENTO		1			D.M.14/01/2008		. (1) SLE - RARA . (2) A1+M1+R1 . (3) A2+M2+R2 . (4) A1+M1+R3 . (5) SISMA			Metodo TA D.M.11/03/1988 Approccio 1 comb. 1 Approccio 1 comb. 2 Approccio 2																	
(1) D.M. 14/01/2008																											
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)					EC7		. (11) A1+M1+R1 . (12) A2+M2+R1 . (13) A1+M1+R2 . (14) A1+M2+R3 . (15) SISMA			Approccio 1 comb. 1 Approccio 1 comb. 2 Approccio 2 Approccio 3																	
COMBINAZIONE		4																									
D.M.14/01/2008																											
EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)																											
Tipo di carico		SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA																		
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																		
Parametri terreno																											
tan φ (angolo di attrito)	1	SLE	M1	M2	SISMA		M1	M2	SISMA																		
c' (coesione apparente)	1	1	1	1.25	1		1	1.25	1.25																		
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1	1.4	1		1	1.4	1.4																		
Resistenze																											
Capacità portante	2.3	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA																	
Scorrimento	1.1	1.5	1	1.1	1.1	1.1	1	1.1	1	1																	
CARICHI DI PROGETTO																											
INSERIMENTO CARICHI		2			CARICHI CARATTERISTICI		CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd) INSERIRE CARICHI!!!																				
(1) CARICHI CARATTERISTICI																											
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO					1		2																				
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO		615			<table border="1" style="font-size: small;"> <tr><th>Gk</th><th>Qk</th></tr> <tr><td>271</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>0</td></tr> </table>		Gk	Qk	271	0	0	0	0	0	0	0	0	0	<table border="1" style="font-size: small;"> <tr><th>Gd + Qd</th></tr> <tr><td>352</td></tr> <tr><td>158</td></tr> <tr><td>592</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>0</td></tr> </table>			Gd + Qd	352	158	592	0	0
Gk	Qk																										
271	0																										
0	0																										
0	0																										
0	0																										
0	0																										
Gd + Qd																											
352																											
158																											
592																											
0																											
0																											
p-p fond. + p-p ter. (k)	[kN]	800			N [kN]		504																				
p-p fond. + p-p ter. (d)	[kN]	352			Fy [kN]		158																				
Fy _d	[kN]	158			Mx [kNm]		592																				
Mx _d	[kNm]	592			Fx [kNm]		0																				
Fx _d	[kN]	0			My [kNm]		0																				
My _d	[kNm]	0																									
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE		1.152																									
N _{tot}	[kN]	1.152																									
Fy _{tot}	[kN]	158																									
Mx _{tot}	[kNm]	702.6																									
Fx _{tot}	[kN]	0																									
My _{tot}	[kNm]	0																									
ex = Mx / N _{tot} (lungo lato B)		0.61																									
PARZIALIZZATA		0.34																									
ey = My / N _{tot} (lungo lato L)		0.00																									
REAGENTE		3.00																									
VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE																											
PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI		30			TIPO DI FONDAZIONE		2			T																	
φ _{req} (angolo di attrito)	[°]	30			TIPO DI VERIFICA		1			DRENATA																	
c' _{req} (coesione apparente)	[kPa]	0			CALCOLO DI N_y		2			BRINCH - HANSEN																	
Cu _{req} (coesione non drenata)	[kPa]	0			FATTORI CORRETTIVI		2			BRINCH - HANSEN																	
PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO		30			DIREZIONE DI CALCOLO		1			B																	
φ _d (angolo di attrito)	[°]	30			FATTORI SISMICI		2			NO																	
c' _d (coesione apparente)	[kPa]	0			PUNZONAMENTO		1651			⇒ Fattori di punzonamento = 1																	
Cu _d (coesione non drenata)	[kPa]	0			I _{cr} (indice critico)		139																				
FATTORI CAPACITA' PORTANTE		30.17			FORMULA GENERALE :		$q_{ult} = cN_{s,c}i_c d_b g_c z_c \Psi_c + qN_{s,q}i_q d_q g_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,\gamma} i_\gamma d_\gamma g_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$																				
Nc PRANDTL (1921)		18.43																									
Nq PRANDTL (1921)		15.10																									
Nγ																											
FATTORI CORRETTIVI		BRINCH - HANSEN			⇒		Sc 1.00			Sq 1.00	Sy 1.00																
Fattori di forma		BRINCH - HANSEN			⇒		Ic 0.69			Iq 0.71	Iy 0.61																
Fattori inclinazione carico		BRINCH - HANSEN			⇒		Dc 1.14			Dq 1.20	Dy 1.00																
Fattori di approfondimento		BRINCH - HANSEN			⇒		Bc 1.00			Bq 1.00	Bγ 1.00																
Fattori inclinazione fondazione		BRINCH - HANSEN			⇒		Gc 1.00			Gq 1.00	Gγ 1.00																
Fattori inclinazione p.c.		PAOLUCCI E PECKER			⇒		Zc 1.00			Zq 1.00	Zγ 1.00																
Fattori sismici		VESIC			⇒		Ψc 1.00			Ψq 1.00	Ψγ 1.00																
Fattori di punzonamento																											
(A) Componente per coesione - Nc [kPa]		0			⇒		q _{ult} (A+B+C)			263 kPa																	
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]		218			⇒		q _d (q _{ult} /FS)			114 kPa																	
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]		45			⇒		Q _{ult} (q _{ult} x B' x L')			3.928 kN																	
							Q _d (Q _{ult} /FS)			1.708 kN																	
q_d (q_{ult}/FS)	=	114 kPa	>	q_{max} =	103 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA																					
t_d (τ_{ult}/FS)	=	16 kPa	>	t_{max} =	4 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA																					
Ms/Mr	=	1.23	>	1		VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU SODDISFATTA																					

17 VERIFICHE STRUTTURALI DELLA TRAVE DI FONDAZIONE NEL TRATTO DI BARRIERA CON H. 4.50M

Come detto, è stato previsto di allargare di 0.5 m la trave di fondazione esistente lato Comune, al fine di garantire le verifiche di capacità portante della fondazione diretta. La trave esistente è armata con staffe in acciaio $\phi 12/200$, mentre la nuova porzione di trave di larghezza 0.5 m verrà armata con staffe $\phi 10/250$, connesse all'armatura esistente per mezzo di inghisaggi $\phi 12/250$.

Si riporta in seguito il diagramma delle pressioni sul terreno nel caso di sollecitazione tagliante dovuta al vento diretta verso il Comune, dove verrà realizzato l'allargamento della soletta. La pressione massima vale 78 kPa.



Le sollecitazioni agenti nel baricentro all'intradosso della fondazione (tratto di bordo lato ovest, L = 19 m) sono:

$$N = 368 \text{ kN} + 844 \text{ kN} = 1212 \text{ kN}$$

$$T = 181 \text{ kN}$$

$$M = 545 \text{ kNm} + 181 \text{ kN} \times 0.7 \text{ m} - 368 \text{ kN} \times 0.25 \text{ m} = 580 \text{ kNm}$$

Il momento (al metro lineare) agente alla sezione di incastro della soletta lato Comune, di lunghezza 1.1 m, dovuto ai contributi della reazione del terreno e dei pesi propri della soletta e del terreno di copertura, è pari a:

$$M = 57 \text{ kN/m} \times (1.1 \text{ m} - 0.46 \text{ m}) - (17.9 \text{ kN/m} + 5.7 \text{ kN/m}) \times 0.55 \text{ m} = 23.5 \text{ kNm/m}$$

Si riporta in seguito la verifica strutturale a momento della sezione in c.a. della trave condotta con il software VcaSLU del prof. Gelfi dell'Università di Brescia, considerando per la trave di fondazione esistente un calcestruzzo di classe equivalente C12/15, come riscontrato nel corso dei rilievi condotti in sito.

Considerando cautelativamente un'armatura con barre in acciaio $\phi 10/250$ cm il momento resistente vale $M_{Rd} = 56.17 \text{ kNm/m}$, pertanto la verifica è soddisfatta ai sensi delle NTC 2008.

18 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEI MICROPALI NEL TRATTO DI BARRIERA CON H. 6.00M

Il calcolo è eseguito secondo quanto riportato nelle "Raccomandazioni sui pali di fondazione" della Commissione dell'Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I.), edizione del dicembre 1984.

L'espressione generica utilizzata per il calcolo della portanza di un palo soggetto a carico verticale è la seguente:

$$Q_{tot} = Q_l + Q_p = \sum_{i=1}^n A_{li} \cdot q_{li} + A_p \cdot q_p$$

dove:

- Q_l : portata limite laterale;
- Q_p : portata limite di punta;
- A_{li} : area laterale del concio i-esimo;
- q_{li} : portata limite laterale unitaria;
- q_p : portata limite di punta unitaria;

Portata laterale unitaria

$$q_{li} = \alpha \cdot C + \tan \mu \cdot k \cdot \sigma_v$$

dove:

- α : coefficiente di adesione, funzione della tecnica esecutiva del palo, del materiale costituente il palo e della coesione non drenata (c_u);
- C : coesione;
- μ : angolo d'attrito palo-terreno, funzione della tecnica esecutiva del palo, del materiale costituente il palo e dell'angolo d'attrito del terreno;
- k : coefficiente di spinta, funzione della tecnica esecutiva del palo, del materiale costituente il palo e, per terreni incoerenti, dello stato di addensamento del terreno;
- σ_v : tensione litostatica media dello strato in esame.

Per terreni incoerenti si assume:

- $C = 0$;
- k e μ forniti dalla seguente tabella (Tab. 4.1 delle Raccomandazioni A.G.I.):

Tipo di palo		Valori di k	Valori di μ
BATTUTO	Acciaio	0.5 ÷ 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 φ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg φ'
TRIVELLATO		0.4 ÷ 0.7 (*)	tg φ'

(*) Decrescente con la profondità.

Tabella 7 – Valori di k e μ per terreni granulari.

- σ_v : valore medio della tensione litostatica efficace dello strato in esame.

Per le verifiche a breve termine in terreni coesivi si assume:

- α fornito dalla seguente tabella (Tab. 4.3 delle Raccomandazioni A.G.I.):

Materiale		c_u (kPa)	q_a	$q_{a,max}$ (kPa)
PALI INFISSI	CLS	< 25	c_u	120
		25 ± 50	0,85 c_u	
		50 ± 75	0,65 c_u	
		≥ 75	0,50 c_u	
PALI INFISSI	ACCIAIO	< 25	c_u	100
		25 ± 50	0,80 c_u	
		50 ± 75	0,65 c_u	
		≥ 75	0,50 c_u	
TRIVELLATI	CLS	< 25	0,90 c_u	100
	25 ± 50	0,80 c_u		
	50 ± 75	0,60 c_u		
	≥ 75	0,40 c_u		

Tabella 8 – Valori di α per terreni coesivi.

- $C = c_u$: coesione non drenata;
- $\mu = 0$.

Per le verifiche a lungo termine in terreni coesivi si assume:

- $\alpha = 0$;
- $\mu = \varphi'$
- $k = 1 - \sin \varphi'$
- σ_v : valore medio della tensione litostatica efficace dello strato in esame.

Portata di punta unitaria

$$q_p = N_c \cdot C + N_q \cdot \sigma_{vL}$$

dove:

A_p : area di base del palo;

N_c e N_q : fattori di portanza funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto tra la lunghezza ed il diametro del palo (L/D);

C : coesione;

σ_{vL} : tensione verticale alla base del palo.

Per i terreni incoerenti si assume:

$$N_c = 0;$$

N_q : fornito dalle seguenti tabelle:

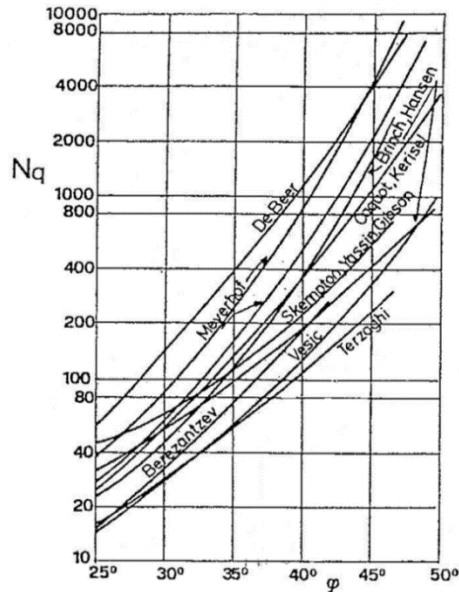


Tabella 9 – Valori del coefficiente N_q per pali infissi.

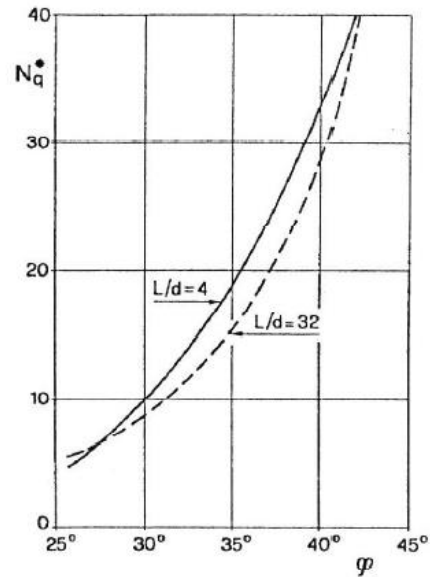


Tabella 10 – Valori del coefficiente N_q per pali trivellati

σ'_{vL} : tensione litostatica efficace alla base del palo.

Per le verifiche a breve termine in terreni coesivi si assume:

$$N_c = 9;$$

$$N_q = 1;$$

σ_{vL} : tensione litostatica totale alla base del palo.

Per le verifiche a lungo termine in terreni coesivi si assumono gli stessi parametri adottati per i terreni incoerenti.

Per terreni coesivi qualora i pali si trovino ad interasse $i = < 3$ **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**, con **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.** diametro del palo, si deve considerare una riduzione della portata calcolata. Il carico limite **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.** di un gruppo di N pali differisce in generale dal prodotto del carico limite **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.** del palo singolo per il numero di pali del gruppo. Si pone: **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.** = **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**, dove E è il fattore di efficienza della palificata.

Per valutare E, per un gruppo costituito da m file di pali con n pali per ciascuna fila, si può adottare la formula empirica di Converse Labarre:

$$E = 1 - \frac{\arctg\left(\frac{d}{i}\right)}{\frac{\pi}{2}} \frac{(m-1)n + (n-1)m}{mn}$$

Si riportano di seguito i calcoli della capacità portante dei micropali di diametro $\phi_{reso} = 240$ mm e lunghezza 6 m e 8 m dall'intradosso della fondazione rispettivamente per i montanti "vetrati" e montanti "ciechi", dalla quota -0.7 m alla -6.7÷-8.7 m rispetto al p.c.. La falda è stata posizionata a -1 m da p.c..

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

La verifica è stata condotta cautelativamente in condizioni non drenate per quanto riguarda i terreni coesivi lungo il fusto del palo e in corrispondenza della punta, con riferimento alla seguente stratigrafia di calcolo.

Strato	Profondità [m da p.c.]		Peso di volume γ [kN/m ³]	Angolo di resistenza al taglio caratteristico ϕ'_k [°]	Coesione non drenata caratteristica $c_{u,k}$ [kPa]
	da	a			
Riporto	0	-0.7	20	-	-
Limo sabbioso - sabbia limosa	-0.7	-3.7	20	30	-
Limo argilloso	-3.7	-6.7÷-8.7	19	-	30

Tabella 11 – Stratigrafia di calcolo.

Per la valutazione della portata limite laterale, con riferimento a quanto riportato nelle Raccomandazioni AGI per i pali trivellati, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

- μ : angolo d'attrito palo-terreno, pari a ϕ'_k ;
- k : coefficiente di spinta, pari a 0.6;
- α : coefficiente di adesione, pari a 0.8.

È stato utilizzato un fattore di correlazione $\xi_{3,medio} = 1.4$ considerando per l'ambito 1A un numero di verticali di indagine pari a 10.

PALI DI FONDAZIONE: CALCOLO CAPACITA' PORTANTE VERTICALE AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008													
1166 - Barriera La Spezia													
Ambito 1A - Micropali													
Caratteristiche palo													
Tipo palo	PALO TRIVELLATO - 2												
Diametro Palo [m]	0.24												
Lunghezza Palo	8.000												
Area base [m ²]	0.045												
Carico Q a p.c. [kN/m ²]	0.0												
Coefficienti parziali in funzione del numero di verticali													
N. tot.	10	1	2	3	4	5	7	≥10	SLE				
ζ_3	1.4	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4	1				
ζ_4	1.21	1.7	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1				
Coefficienti parziali su parametri caratteristici del terreno (M)													
Parametri	M1	M2	SISMA	SLE									
Tangente dell'angolo di attrito (ϕ)	1	1.25	1	1									
Coesione efficace (c')	1	1.25	1	1									
Resistenza al taglio non drenata (c_u)	1	1.4	1	1									
Peso dell'unità di volume (γ)	1	1	1	1									
Coefficienti parziali γ_R su resistenze caratteristiche (R)													
Resistenza	R1	R2	R3										
Punta	γ_b	1	1.7	1.35									
Laterale (compressione)	γ_s	1	1.45	1.15									
Totale (compressione)	γ_t	1	1.6	1.3									
Laterale in trazione	γ_{tr}	1	1.6	1.25									
Resistenza a Compressione (Tabella riassuntiva)													
Calcolo Peso Palo													
Wp.k	6	(kN)	Valore	Valore									
Wp.kx1.3	7	(kN)	Medio	Minimo									
			kN	kN									
SLE		SLE	54	54									
Approccio 1 - Combinazione 1		A1+M1+R1	134	134	54	54	54	6	48				
Approccio 1 - Combinazione 2		A2+M1+R2	91	91	96	111	96	7	89				
Approccio 2		A1+M1+R3	114	114	65	75	65	6	59				
					82	94	82	7	74				

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

PALI DI FONDAZIONE: CALCOLO CAPACITA' PORTANTE VERTICALE AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008																	
1166 - Barriera La Spezia																	
Ambito 1A - Micropali																	
Caratteristiche palo						Coefficienti parziali in funzione del numero di verticali											
Tipo palo	PALO TRIVELLATO - 2					N. tot.	10	1	2	3	4	5	7	≥10	SLE		
Diametro Palo [m]	0.24					c ₃	1.4	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4	1		
Lunghezza Palo	6.000					c ₄	1.21	1.7	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1		
Area base [m ²]	0.045																
Carico Q a p.c. [kN/m ²]	0.0																
Coefficienti parziali per le azioni (A)						Coefficienti parziali su parametri caratteristici del terreno (M)											
Carichi	A1	A2	SISMA	SLE	Parametri						M1	M2	SISMA	SLE			
Permanenti	1.3	1	1	1	Tangente dell'angolo di attrito (φ)						1	1.25	1	1			
Variabili	1.5	1.3	1	1	Coesione efficace (c)						1	1.25	1	1			
						Resistenza al taglio non drenata (Cu)						1	1.4	1	1		
						Peso dell'unità di volume (γ)						1	1	1	1		
Coefficienti parziali γ_R su resistenze caratteristiche (R)						PALI INFISSI						PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA		
Resistenza	R1			R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	SLE		
Punta	γ _b	1	1.7	1.35	1	1.45	1.15	1	1.7	1.35	1	1.8	1.3	2.5			
Laterale (compressione)	γ _S	1	1.45	1.15	1	1.45	1.15	1	1.45	1.15	1	1.45	1.15	2.5			
Totale (compressione)	γ _T	1	1.6	1.3	1	1.45	1.15	1	1.6	1.3	1	1.55	1.25	2.5			
Laterale in trazione	γ _{Tt}	1	1.6	1.25	1	1.6	1.25	1	1.6	1.25	1	1.6	1.25	2.5			
Resistenza a Compressione (Tabella riassuntiva)																	
Calcolo Peso Palo												Valore Medio/3	Valore Minimo/4	Rd	Wp	Rd.c - Wp	
Wp,k	4	(kN)			Valore Medio	Valore Minimo											
Wp,xx1.3	6	(kN)			kN	kN											
SLE			SLE		39	39											
Approccio 1 - Combinazione 1			A1+M1+R1		96	96											
Approccio 1 - Combinazione 2			A2+M1+R2		65	65											
Approccio 2			A1+M1+R3		82	82											

Il carico verticale di progetto è pari a $N_{Ed} = 70$ kN, in corrispondenza dei micropali nel tratto di barriera cieca, inferiore alla resistenza a compressione $R_d = 74$ kN, mentre nel tratto di barriera vetrata si ha $N_{Ed} = 47$ kN e $R_d = 53$ kN. Le verifiche sono pertanto soddisfatte ai sensi delle NTC 2008.

Ai fini del calcolo della capacità portante dei due micropali in corrispondenza dei montanti M54 e M102 è stata considerata una riduzione della portata limite calcolata per tenere conto del ridotto interasse tra i micropali ($i = 0.5$ m < 3**Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**). È stata valutata l'efficienza della palificata con la formula empirica di Converse Labarre, da cui si ricava $E = 0.86$.

PALI DI FONDAZIONE: CALCOLO CAPACITA' PORTANTE VERTICALE AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008																	
1166 - Barriera La Spezia																	
Ambito 1A - Micropali																	
Caratteristiche palo						Coefficienti parziali in funzione del numero di verticali											
Tipo palo	PALO TRIVELLATO - 2					N. tot.	10	1	2	3	4	5	7	≥10	SLE		
Diametro Palo [m]	0.24					c ₃	1.4	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4	1		
Lunghezza Palo	5.000					c ₄	1.21	1.7	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1		
Area base [m ²]	0.045																
Carico Q a p.c. [kN/m ²]	0.0																
Coefficienti parziali per le azioni (A)						Coefficienti parziali su parametri caratteristici del terreno (M)											
Carichi	A1	A2	SISMA	SLE	Parametri						M1	M2	SISMA	SLE			
Permanenti	1.3	1	1	1	Tangente dell'angolo di attrito (φ)						1	1.25	1	1			
Variabili	1.5	1.3	1	1	Coesione efficace (c)						1	1.25	1	1			
						Resistenza al taglio non drenata (Cu)						1	1.4	1	1		
						Peso dell'unità di volume (γ)						1	1	1	1		
Coefficienti parziali γ_R su resistenze caratteristiche (R)						PALI INFISSI						PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA		
Resistenza	R1			R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	SLE		
Punta	γ _b	1	1.7	1.35	1	1.45	1.15	1	1.7	1.35	1	1.8	1.3	2.5			
Laterale (compressione)	γ _S	1	1.45	1.15	1	1.45	1.15	1	1.45	1.15	1	1.45	1.15	2.5			
Totale (compressione)	γ _T	1	1.6	1.3	1	1.45	1.15	1	1.6	1.3	1	1.55	1.25	2.5			
Laterale in trazione	γ _{Tt}	1	1.6	1.25	1	1.6	1.25	1	1.6	1.25	1	1.6	1.25	2.5			
Resistenza a Compressione (Tabella riassuntiva)												Valore Medio/3	Valore Minimo/4	Rd	Wp	Rd.c - Wp	Rd.c - Wp effetto gruppo
Wp,k	4	(kN)			Valore Medio	Valore Minimo											
Wp,xx1.3	5	(kN)			kN	kN											
SLE			SLE		31	31											
Approccio 1 - Combinazione 1			A1+M1+R1		78	78											
Approccio 1 - Combinazione 2			A2+M1+R2		52	52											
Approccio 2			A1+M1+R3		65	65											

Il carico verticale di progetto è pari a $N_{Ed} = 31.5$ kN in corrispondenza del montante M54 e $N_{Ed} = 24.5$ kN per il montante M102. La resistenza di progetto a compressione è $R_d = 36$ kN, quindi le verifiche sono soddisfatte ai sensi delle NTC 2008.

19 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MICROPALI NEI CONFRONTI DELLE AZIONI ORIZZONTALI NEL TRATTO DI BARRIERA CON H. 6.00M

Il calcolo della capacità portante di un palo soggetto ad un carico orizzontale è condotto applicando la teoria di Broms (1964), considerando lo schema di palo vincolato in testa in terreno incoerente soggetto ad un carico orizzontale.

Secondo la teoria di Broms, lo stato tensodeformativo del complesso palo terreno sotto azioni orizzontali, si presenta come un problema tridimensionale per la cui soluzione è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative:

- il terreno è omogeneo;
- il comportamento dell'interfaccia palo-terreno è di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è influente, l'interazione palo-terreno è determinata dalla dimensione caratteristica d della sezione del palo (diametro) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha un comportamento rigido-perfettamente plastico, ovvero si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

L'ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua per un tratto di lunghezza non definita con momento costante.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno vengono considerate separatamente il caso di rottura non drenata analizzata in termini di tensioni totali e quello di rottura drenata. Sulla base di analisi teoriche e di osservazioni sperimentali si assume che la resistenza p del terreno coesivo abbia l'andamento rappresentato nella figura seguente:

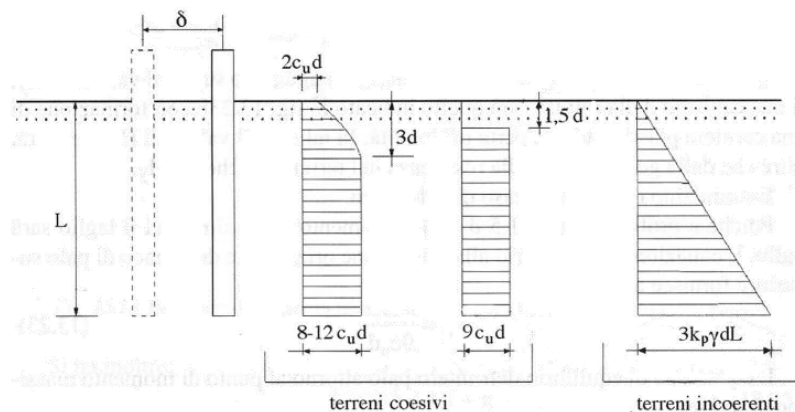


Figura 65 – Resistenza limite del terreno.

Alla superficie, il terreno è libero di rifluire verso l'alto e la resistenza dei pali è pari a $P = 2 \cdot c_u \cdot d$.

A partire da una profondità pari a tre volte il diametro del palo ($z \geq 3 \cdot d$) il terreno è costretto a rifluire lateralmente attorno al fusto del palo stesso e la reazione vale $(8 \div 12) \cdot c_u \cdot d$.

Ai fini dell'analisi Broms propone di adottare il diagramma semplificato riportato in figura, con reazione nulla fino a $z \geq 1.5 \cdot d$; a partire da tale valore, la reazione si assume costante con la profondità e pari a $P = 9 \cdot c_u \cdot d$.

Per un terreno incoerente, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità z secondo la legge:

$$P = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$$

Pali a rotazione in testa impedita, terreni incoerenti

Nel caso in esame si ipotizza per i micropali una condizione di rotazione in testa impedita, dovuta all'incastro con la trave di fondazione esistente. Le verifiche sono state condotte cautelativamente con riferimento ad un terreno incoerente in condizioni drenate.

I possibili meccanismi di rottura e le corrispondenti reazioni del terreno sono:

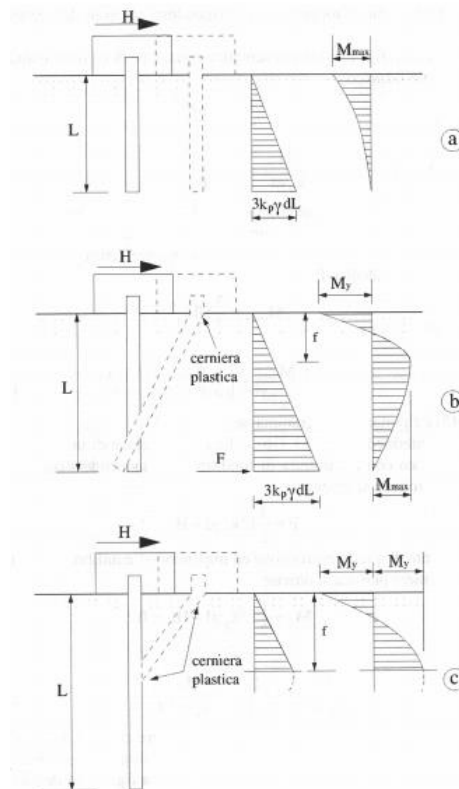


Figura 66 – Pali impediti di ruotare in testa, terreni incoerenti.

Per il palo corto:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = 1.5 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Per il palo intermedio:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \cdot \frac{d}{L}$$

Per il palo lungo:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(3.676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

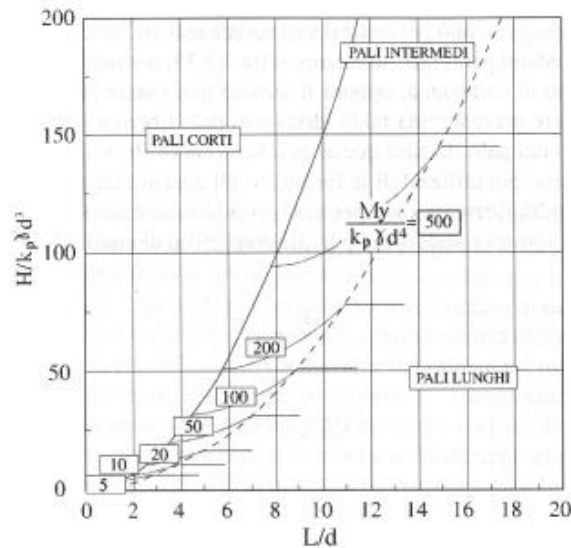


Figura 67 – Valore limite di H per i pali intermedi, impediti di ruotare in testa, terreni incoerenti.

Le verifiche risultano soddisfatte quando viene rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq H_d$$

dove:

- E_d : valore di progetto dell'azione esterna calcolata applicando i coefficienti parziali γ_G e γ_Q alle azioni agenti;
- H_d : valore di progetto della resistenza del terreno.

Si riportano in seguito le verifiche geotecniche dei micropali nei confronti delle azioni orizzontali; le lunghezze dei micropali, le armature tubolari e la sollecitazione tagliante agente in testa sono riportate nella tabella seguente.

Verifica micropali Broms	Sezione corrente Tipologia montante		Tratto di bordo Tipologia montante			
	Vetrato	Cieco	Vetrato	Cieco	M54 (cieco)	M102 (vetrato)
L micropalo (m)	6	8	6	8	5	5
Tubolare acciaio De x sp (mm)	168.3x12.5	168.3x16	168.3x22.2	168.3x16	168.3x16	168.3x16
V_{Ed} (kN)	22.2	22.9	30.5	20.7	21	22

Tabella 12 – Caratteristiche micropali e sollecitazioni taglianti.

La resistenza di progetto $R_{tr,d}$ vale 63.2 kN per i montanti ciechi nella sezione corrente e nel tratto di bordo, 55.5 kN per i montanti vetrati nella sezione corrente e 74.8 kN per i montanti vetrati nel tratto di bordo.

Le verifiche sono quindi soddisfatte ai sensi delle NTC 2008.

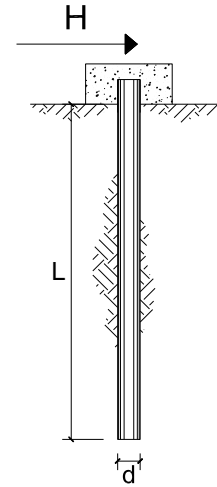
19.1.1 SEZIONE CORRENTE E TRATTO DI BORDO – MONTANTI CIECHI

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

TEORIA

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale
L = lunghezza del palo
d = diametro del palo
 M_{xRd} = momento di plasticizzazione della sezione
 γ_t = coefficiente parziale
 γ_{group} = coefficiente parziale effetto di gruppo
 ξ_s = fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica
 ϕ' = angolo di attrito del terreno
 k_p = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$)
 γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)
Rtr = resistenza di un palo ai carichi orizzontali
Rtr,d = resistenza di calcolo di un palo ai carichi orizzontali



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

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

INPUT:

L =	8.00	(m)
d =	0.24	(m)
M_{xRd} =	125.0	(kN m)
ξ_s =	1.40	(-)
γ_{group} =	1.0	
γ_t =	1.30	(-)
ϕ' =	30	(°)
k_p =	3.00	(-)
γ =	10.00	(kN/m ³)

Palo corto:

H1 = 691.20 (kN) **H1/FS =** 493.71 (kN)

Palo intermedio:

H2 = 246.03 (kN) **H2/FS =** 175.73 (kN)

Palo lungo:

H3 = 114.98 (kN) **H3/FS =** 82.13 (kN)

Rtr = min(Rtr 1, Rtr 2, Rtr 3) : **114.98 (kN)** **Palo lungo:**

Rtr,d = **63.18 (kN)**

SLE

Rtr/FS = **38.3**

FS = **3.00**

γ_{group} = **1.00**

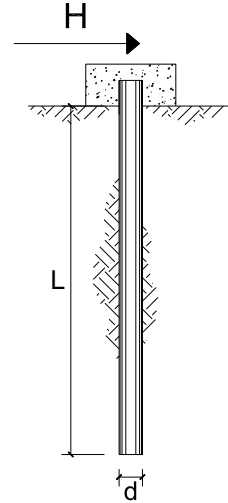
19.1.2 SEZIONE CORRENTE – MONTANTE VETRATO

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

TEORIA

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale
L = lunghezza del palo
d = diametro del palo
 $M_{xR,d}$ = momento di plasticizzazione della sezione
 γ_t = coefficiente parziale
 γ_{group} = coefficiente parziale effetto di gruppo
 ξ_3 = fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica
 φ' = angolo di attrito del terreno
 k_p = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)
 γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)
Rtr = resistenza di un palo ai carichi orizzontali
Rtr,d = resistenza di calcolo di un palo ai carichi orizzontali



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

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

INPUT:

L =	6.00	(m)
d =	0.24	(m)
$M_{xR,d}$ =	102.8	(kN m)
ξ_3 =	1.40	(-)
γ_{group} =	1.0	
γ_t =	1.30	(-)
φ' =	30	(°)
k_p =	3.00	(-)
γ =	10.00	(kN/m ³)

Palo corto:

H1 = 388.80 (kN) **H1/FS =** 277.71 (kN)

Palo intermedio:

H2 = 146.73 (kN) **H2/FS =** 104.81 (kN)

Palo lungo:

H3 = 100.93 (kN) **H3/FS =** 72.09 (kN)

Rtr = min(Rtr 1, Rtr 2, Rtr 3) : 100.93 (kN) **Palo lungo:**

Rtr,d = 55.46 (kN)

SLE

Rtr/FS = 33.6

FS = 3.00

γ_{group} = 1.00

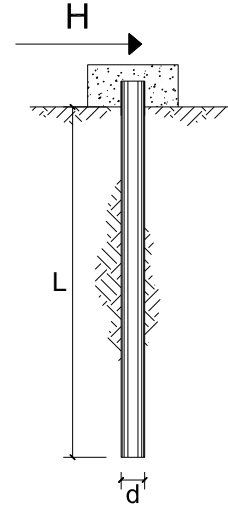
19.1.3 TRATTO DI BORDO – MONTANTE VETRATO

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

TEORIA

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale
L = lunghezza del palo
d = diametro del palo
 M_{xRd} = momento di plasticizzazione della sezione
 γ_t = coefficiente parziale
 γ_{group} = coefficiente parziale effetto di gruppo
 ξ_3 = fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica
 φ' = angolo di attrito del terreno
 k_p = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)
 γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)
Rtr = resistenza di un palo ai carichi orizzontali
Rtr,d = resistenza di calcolo di un palo ai carichi orizzontali



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

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

INPUT:

L =	6.00	(m)
d =	0.24	(m)
M_{xRd} =	161.0	(kN m)
ξ_3 =	1.40	(-)
γ_{group} =	1.0	
γ_t =	1.30	(-)
φ' =	30	(°)
k_p =	3.00	(-)
γ =	10.00	(kN/m ³)

Palo corto:

H1 = 388.80 (kN) H1/FS = 277.71 (kN)

Palo intermedio:

H2 = 156.43 (kN) H2/FS = 111.74 (kN)

Palo lungo:

H3 = 136.12 (kN) H3/FS = 97.23 (kN)

Rtr = min(Rtr 1, Rtr 2, Rtr 3) : 136.12 (kN) Palo lungo:

Rtr,d = 74.79 (kN)

SLE

Rtr/FS = 45.4

FS = 3.00

γ_{group} = 1.00

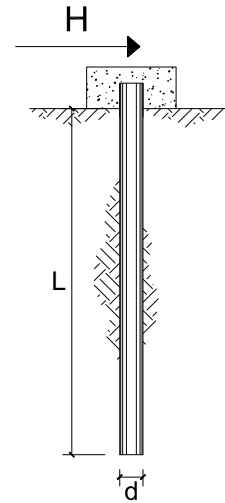
19.1.4 TRATTO DI BORDO – M54, M102

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

TEORIA

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale
L = lunghezza del palo
d = diametro del palo
 M_{xRd} = momento di plasticizzazione della sezione
 γ_t = coefficiente parziale
 γ_{group} = coefficiente parziale effetto di gruppo
 ξ_3 = fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica
 ϕ' = angolo di attrito del terreno
 k_p = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$)
 γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)
Rtr = resistenza di un palo ai carichi orizzontali
Rtr,d = resistenza di calcolo di un palo ai carichi orizzontali



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

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

INPUT:

L =	5.00	(m)
d =	0.24	(m)
M_{xRd} =	125.0	(kN m)
ξ_3 =	1.40	(-)
γ_{group} =	1.0	(-)
γ_t =	1.30	(-)
ϕ' =	30	(°)
k_p =	3.00	(-)
γ =	10.00	(kN/m ³)

Palo corto:

H1 =	270.00	(kN)	H1/FS =	192.86	(kN)
-------------	--------	------	----------------	--------	------

Palo intermedio:

H2 =	115.00	(kN)	H2/FS =	82.14	(kN)
-------------	--------	------	----------------	-------	------

Palo lungo:

H3 =	114.98	(kN)	H3/FS =	82.13	(kN)
-------------	--------	------	----------------	-------	------

Rtr = min(Rtr 1, Rtr 2, Rtr 3) : 114.98 (kN) Palo lungo:

Rtr,d = 63.18 (kN)

SLE

Rtr/FS = 38.3

FS = 3.00

γ_{group} = 1.00

20 INTERAZIONE CON IL TERRENO DEI MICROPALI SOLLECITATI IN TESTA DA MOMENTO E TAGLIO NEL TRATTO DI BARRIERA CON H. 6.00M

Come detto, per effetto dell'azione del vento, ciascun micropalo è sollecitato in testa da azioni di momento e taglio, pertanto è stato necessario modellare l'interazione palo-terreno per valutare l'andamento del momento e del taglio lungo il fusto.

Il calcolo è stato condotto con il codice di calcolo Groupile che utilizza il metodo delle curve p-y per valutare la risposta del terreno nei confronti di un palo sollecitato da azioni trasversali. Nei casi di micropali singoli in corrispondenza dei montanti è stato modellato un plinto con n.3 micropali ad interasse 2.5 m, mentre nei casi dei montanti M54 e M102 è stato modellato un plinto con n.2 micropali ad interasse 0.5 m

La resistenza strutturale a flessione del tubolare è pari:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2}$$

dove:

W_{pl} è il modulo di resistenza plastico del tubolare;

f_{yk} la resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio S355, pari a 355 MPa;

γ_{M0} il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni in acciaio, pari a 1.05.

La resistenza strutturale a taglio del tubolare è data da:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad \text{con} \quad A_v = 2A/\pi$$

dove:

A è l'area lorda della sezione in acciaio del tubolare;

A_v è l'area della sezione resistente a taglio;

f_{yk} la resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio S355, pari a 355 MPa;

γ_{M0} il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni in acciaio, pari a 1.05.

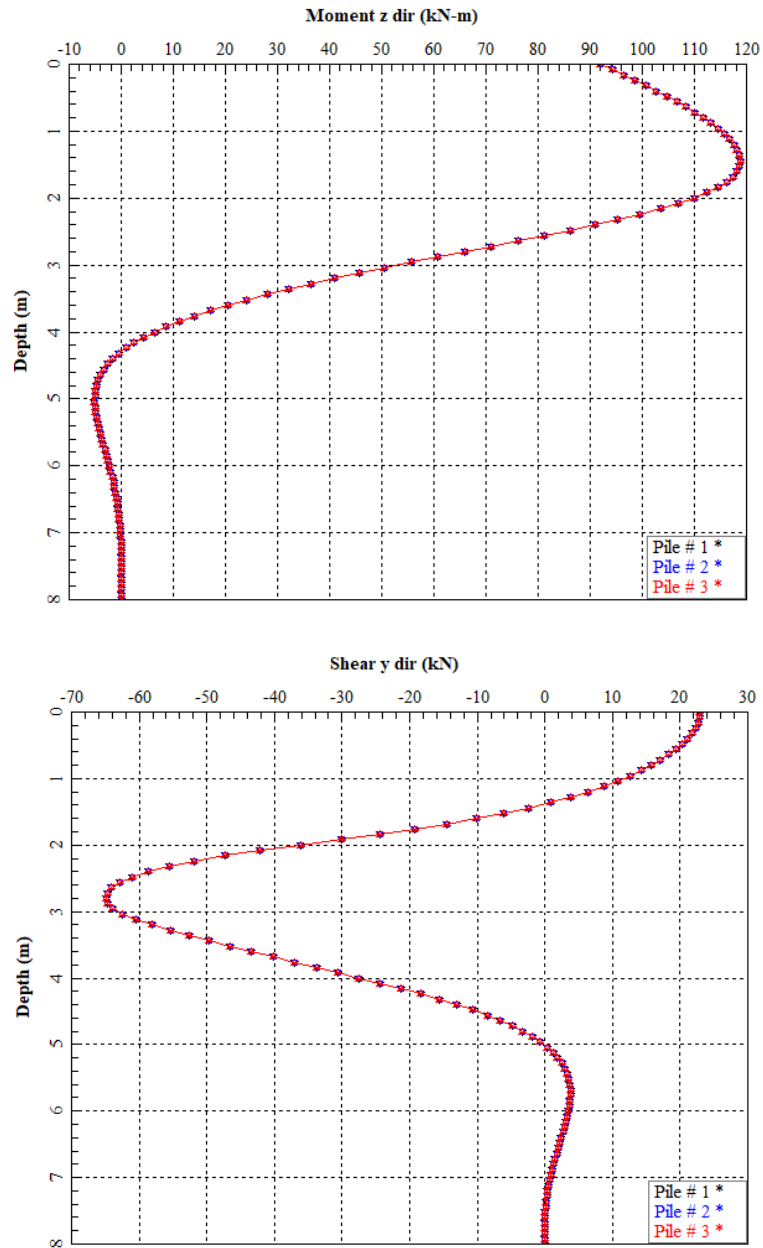
Si riportano nella tabella seguente le caratteristiche dei micropali con le caratteristiche di resistenza dei tubolari e le sollecitazioni SLU agenti in testa a ciascun micropalo.

Verifica micropali Broms	Sezione corrente Tipologia montante		Tratto di bordo Tipologia montante			
	Vetrato	Cieco	Vetrato	Cieco	M54 (cieco)	M102 (vetrato)
L micropalo (m)	6	8	6	8	5	5
Tubolare acciaio De x sp (mm)	168.3x12.5	168.3x16	168.3x22.2	168.3x16	168.3x16	168.3x16
$M_{Rd,pl}$ tubolare (kNm)	102.8	125	161.6	125	125	125
$V_{Rd,pl}$ tubolare (kN)	760	950	1270	950	950	950
V_{Ed} (kN)	22.2	22.9	30.5	20.7	21	22
M_{Ed} (kNm)	76.4	92	121	98	96.5	88.8
N_{Ed} (kN)	47	70	47	70	31.5	24.5

Tabella 13 – Caratteristiche micropali, sollecitazioni SLU e resistenza tubolari.

Si riportano in seguito i diagrammi di momento e taglio lungo il fusto del micropalo per la sezione corrente e i tratti di bordo, nei casi di montanti ciechi e vetrati.

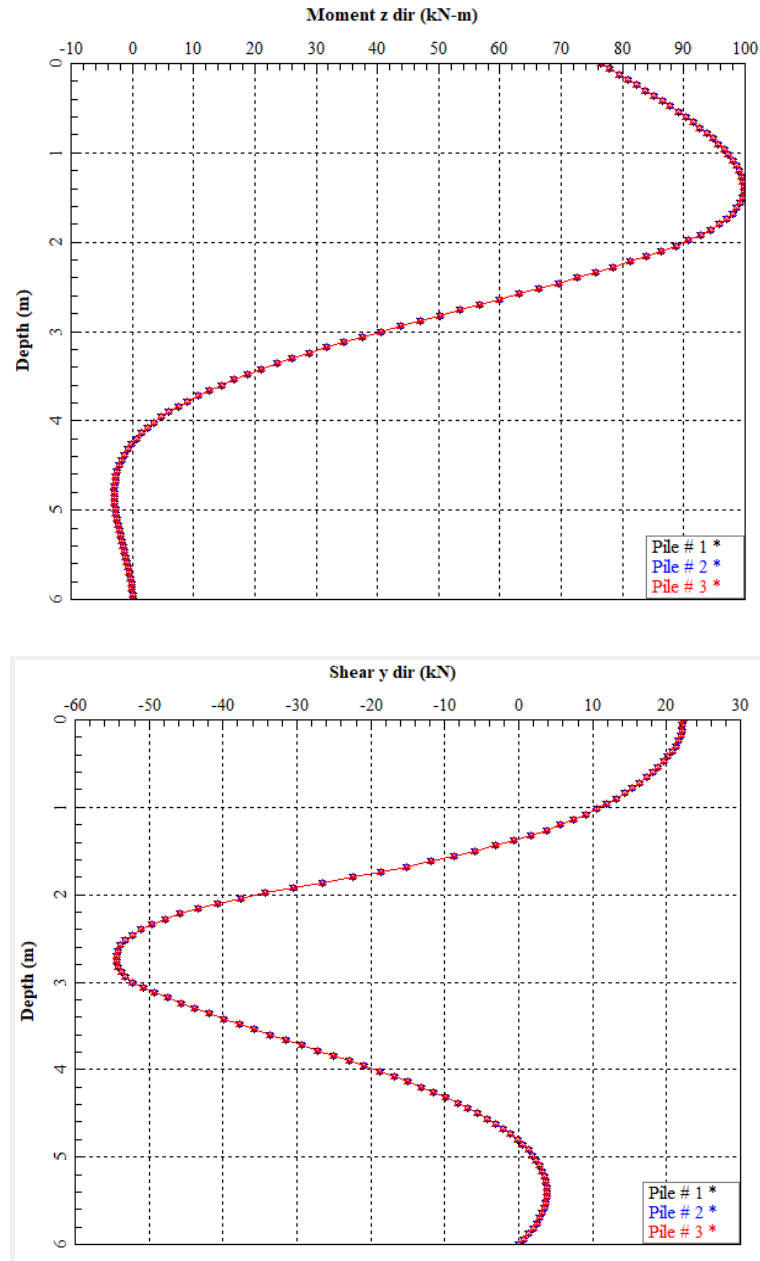
20.1.1 SEZIONE CORRENTE – MONTANTI CIECHI



Il valore massimo del momento lungo il fusto del palo è 119 kNm e del taglio 65 kN, pertanto le verifiche strutturali sono soddisfatte ai sensi delle NTC 2008.

20.1.2

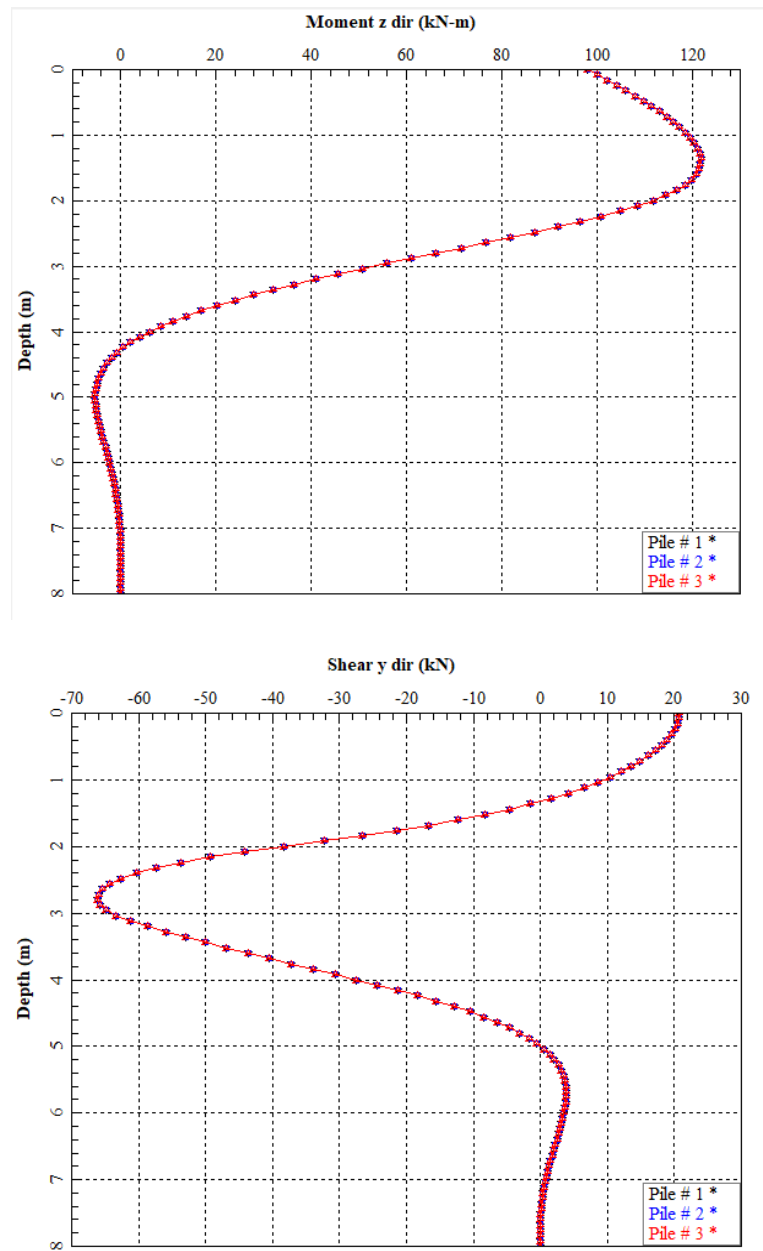
SEZIONE CORRENTE – MONTANTE VETRATO



Il valore massimo del momento lungo il fusto del palo è 100 kNm e del taglio 55 kN, pertanto le verifiche strutturali sono soddisfatte ai sensi delle NTC 2008.

20.1.3

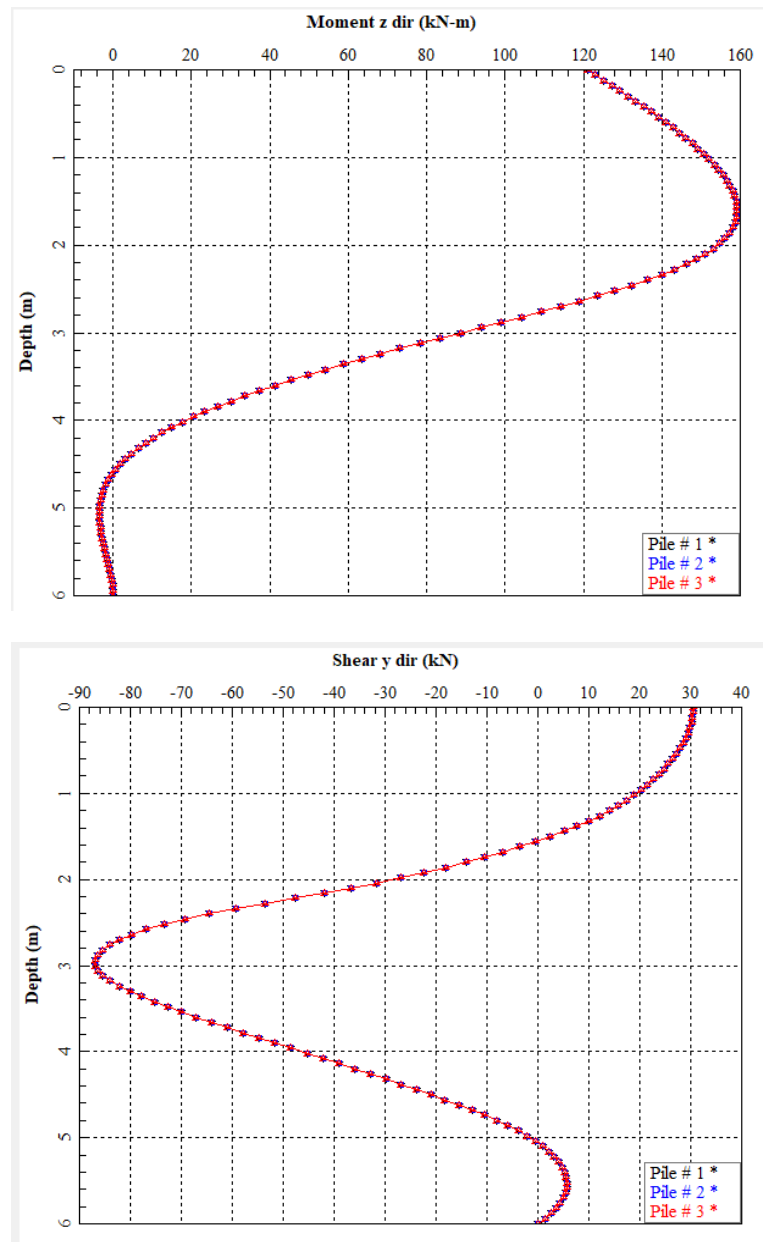
TRATTO DI BORDO – MONTANTE CIECO



Il valore massimo del momento lungo il fusto del palo è 122 kNm e del taglio 66 kN, pertanto le verifiche strutturali sono soddisfatte ai sensi delle NTC 2008.

20.1.4

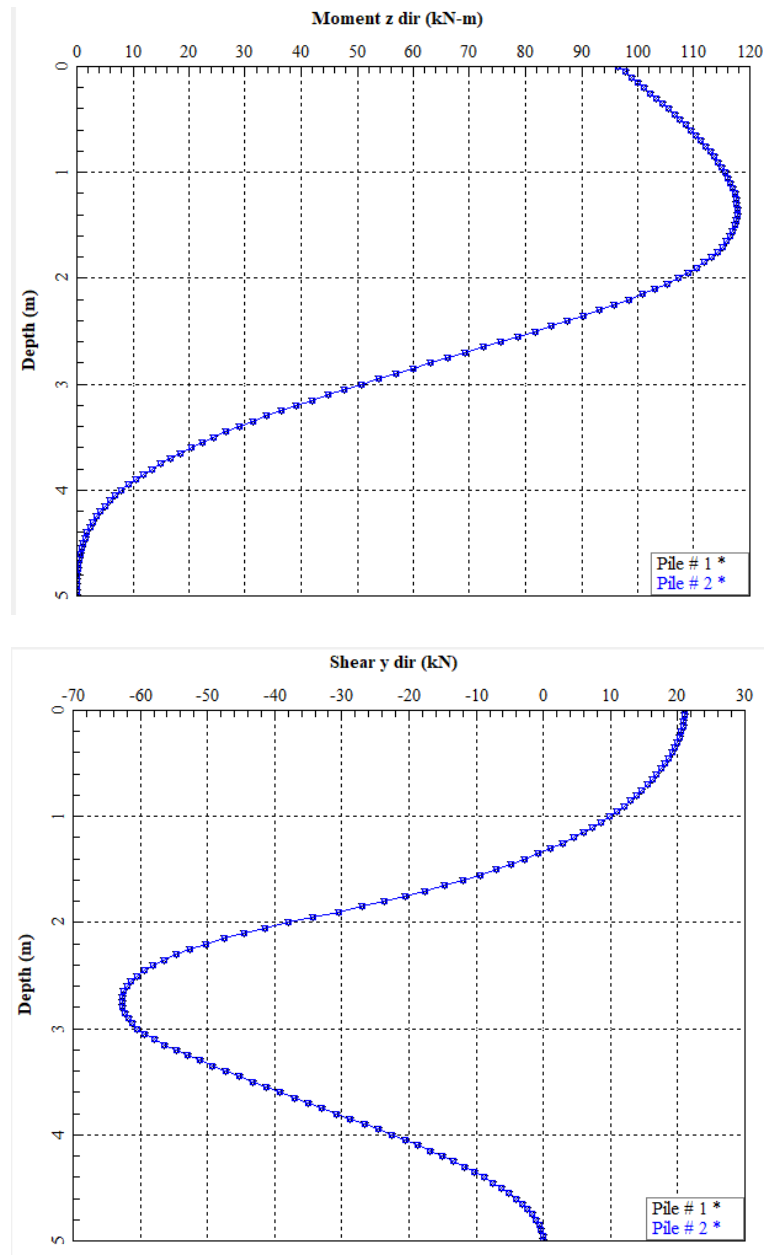
TRATTO DI BORDO – MONTANTE VETRATO



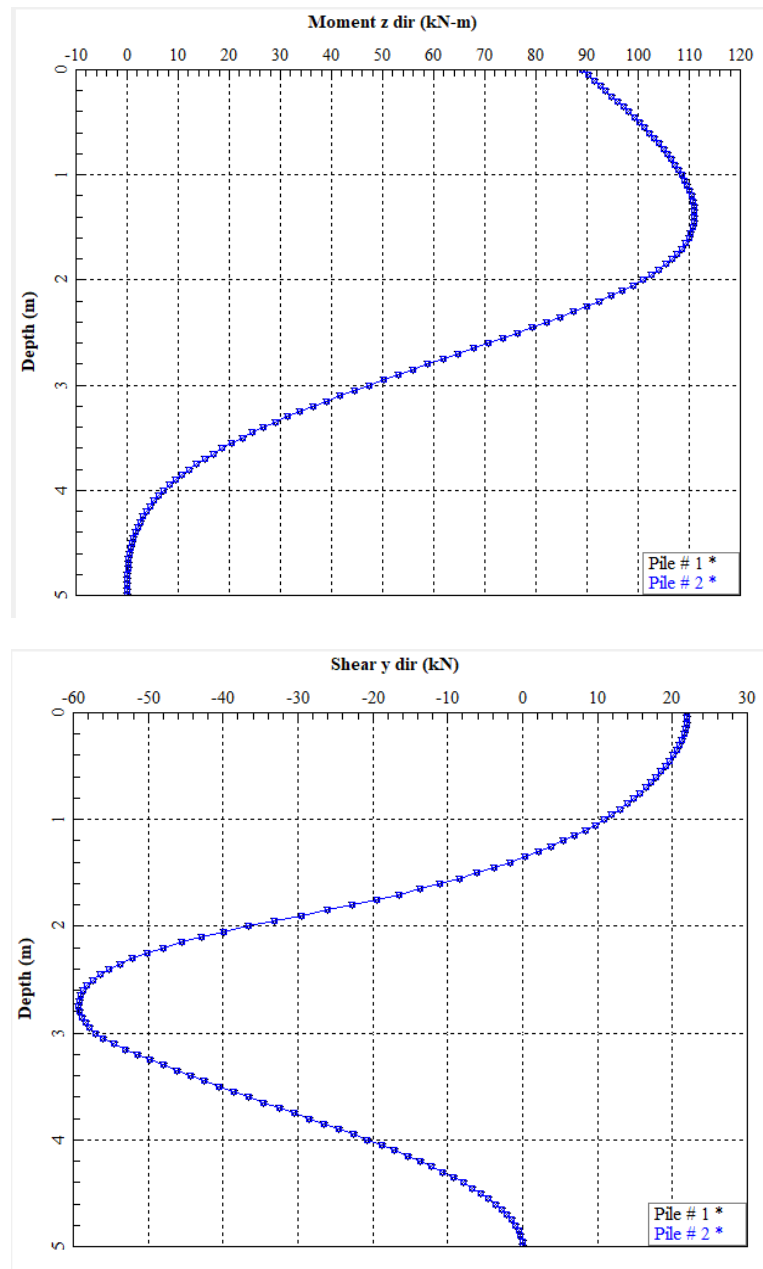
Il valore massimo del momento lungo il fusto del palo è 159 kNm e del taglio 87 kN, pertanto le verifiche strutturali sono soddisfatte ai sensi delle NTC 2008.

20.1.5

TRATTO DI BORDO – M54



Il valore massimo del momento lungo il fusto del palo è 118 kNm e del taglio 63 kN, pertanto le verifiche strutturali sono soddisfatte ai sensi delle NTC 2008.



Il valore massimo del momento lungo il fusto del palo è 111 kNm e del taglio 59 kN, pertanto le verifiche strutturali sono soddisfatte ai sensi delle NTC 2008.

21 MICROPALI IN CORRISPONDENZA DEI MONTANTI M02, M03, M04, M243, M244 NEL TRATTO DI BARRIERA CON H. 4.50M

Nelle zone di bordo della barriera di altezza 4.5 m, ai fini delle verifiche strutturali, si prevede la realizzazione di un micropalo $\phi_{\text{reso}} = 240$ mm e lunghezza 6÷8 m dall'intradosso della trave in corrispondenza dei montanti M02, M03, M04, M243, M244.

Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni agenti in testa a ciascun micropalo e le caratteristiche dell'armatura tubolare.

Caratteristiche micropali	M02	M03	M04	M243	M244
Tipologia montante	cieco	vetrato	vetrato	vetrato	cieco
L micropalo (m)	8	6	8	6	8
Tubolare acciaio De x sp (mm)	168.3x22.2	168.3x22.2	168.3x22.2	168.3x16	168.3x22.2
$M_{Rd,pl}$ tubolare (kNm)	161.6	161.6	161.6	125	161.6
$V_{Rd,pl}$ tubolare (kN)	1270	1270	1270	950	1270
V_{Ed} (kN)	31.5	31.5	31.2	26.6	30.2
M_{Ed} (kNm)	112.6	92	90.8	82.8	120.1
N_{Ed} (kN)	53.2	37.2	53.8	42.6	71.8

Nonostante nel tratto di barriera di altezza 4.5 m le fondazioni siano di tipo diretto costituite dalla trave di fondazione in c.a., a favore di sicurezza sono state condotte anche le verifiche geotecniche e strutturali dei micropali.

Come riportato al paragrafo 18, la resistenza a compressione dei micropali è pari a $R_d = 53$ kN per $L = 6$ m e $R_d = 74$ kN per $L = 8$ m, pertanto le verifiche di capacità portante sono soddisfatte ai sensi delle NTC 2008.

Si riportano in seguito le verifiche geotecniche dei micropali nei confronti delle azioni orizzontali, condotte con il metodo di Broms, per i due spessori di armatura tubolare previste (16 mm e 22.2 mm).

La resistenza di progetto $R_{tr,d}$ vale 63.2 kN per il tubolare sp. = 16 mm e 74.8 kN per il tubolare sp. = 22.2 mm, quindi le verifiche sono soddisfatte ai sensi delle NTC 2008.

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

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

TEORIA

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

$M_{x,Rd}$ = momento di plasticizzazione della sezione

γ_t = coefficiente parziale

γ_{group} = coefficiente parziale effetto di gruppo

ξ_3 = fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica

ϕ' = angolo di attrito del terreno

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

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

Rtr = resistenza di un palo ai carichi orizzontali

Rtr,d = resistenza di calcolo di un palo ai carichi orizzontali

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

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

INPUT:

L =	6,00	(m)
d =	0,24	(m)
$M_{x,Rd}$ =	125,0	(kN m)
ξ_3 =	1,40	(-)
γ_{group} =	1,0	
γ_t =	1,30	(-)
ϕ' =	30	(°)
k_p =	3,00	(-)
γ =	10,00	(kN/m ³)

Palo corto:

H1 =	388,80	(kN)	H1/FS =	277,71	(kN)
------	--------	------	---------	--------	------

Palo intermedio:

H2 =	150,43	(kN)	H2/FS =	107,45	(kN)
------	--------	------	---------	--------	------

Palo lungo:

H3 =	114,98	(kN)	H3/FS =	82,13	(kN)
------	--------	------	---------	-------	------

Rtr = min(Rtr 1, Rtr 2, Rtr 3) : **114,98 (kN)** **Palo lungo:**

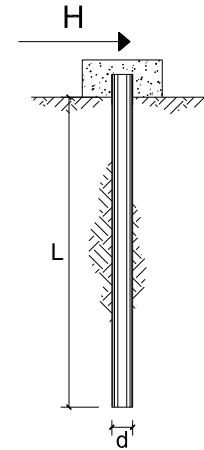
Rtr,d = **63,18 (kN)**

SLE

Rtr/FS = **38,3**

FS = **3,00**

γ_{group} = **1,00**



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

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

TEORIA

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

$M_{xR,d}$ = momento di plasticizzazione della sezione

γ_t = coefficiente parziale

γ_{group} = coefficiente parziale effetto di gruppo

ζ_s = fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica

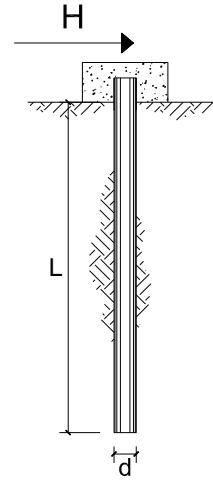
φ' = angolo di attrito del terreno

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

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

Rtr = resistenza di un palo ai carichi orizzontali

Rtr,d = resistenza di calcolo di un palo ai carichi orizzontali



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

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

INPUT:

L =	8,00	(m)
d =	0,24	(m)
$M_{xR,d}$ =	161,0	(kN m)
ζ_s =	1,40	(-)
γ_{group} =	1,0	
γ_t =	1,30	(-)
φ' =	30	(°)
k_p =	3,00	(-)
γ =	10,00	(kN/m ³)

Palo corto:

H1 =	691,20	(kN)	H1/FS =	493,71	(kN)
------	--------	------	---------	--------	------

Palo intermedio:

H2 =	250,53	(kN)	H2/FS =	178,95	(kN)
------	--------	------	---------	--------	------

Palo lungo:

H3 =	136,12	(kN)	H3/FS =	97,23	(kN)
------	--------	------	---------	-------	------

Rtr = min(Rtr 1, Rtr 2, Rtr 3) : **136,12 (kN)** Palo lungo:

Rtr,d = **74,79 (kN)**

SLE

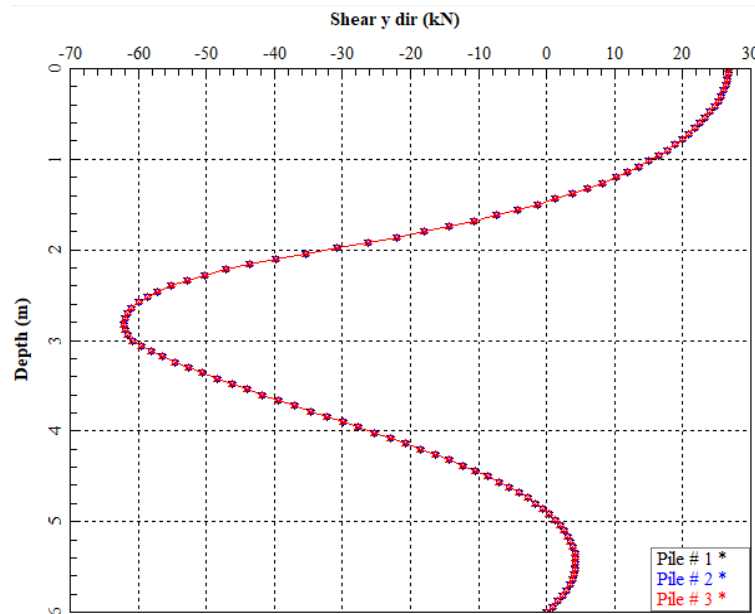
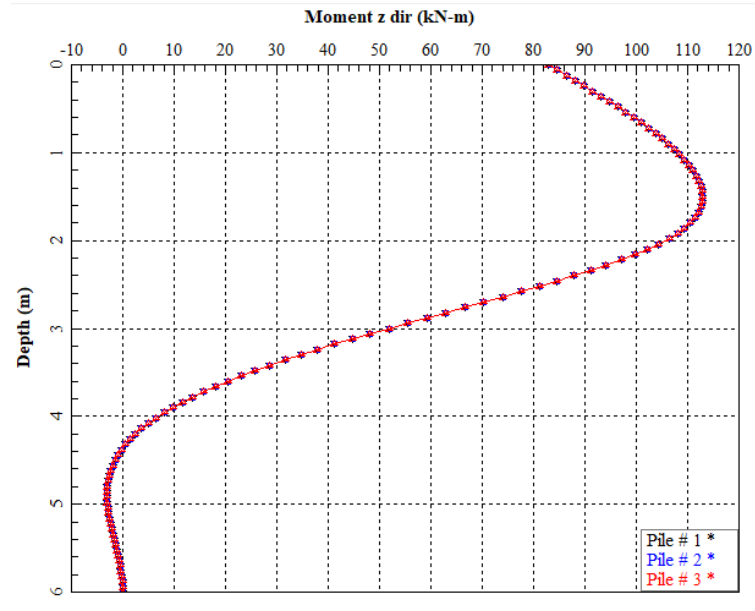
Rtr/FS = **45,4**

FS = **3,00**

γ_{group} = **1,00**

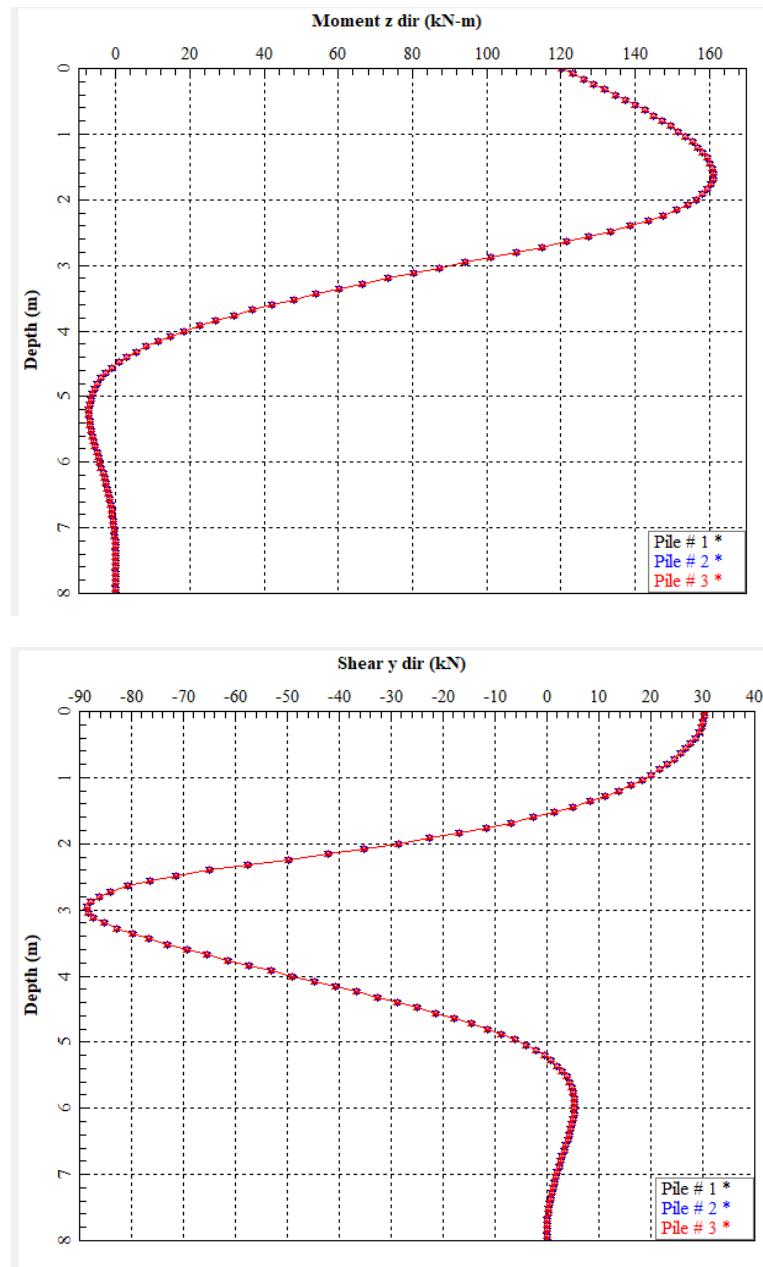
Si riportano in seguito i diagrammi di momento e taglio lungo il fusto del micropalo per le situazioni più gravose (M243, M244) ottenuti con il codice di calcolo Groupile che utilizza il metodo delle curve p-y per valutare la risposta del terreno nei confronti di un palo sollecitato da azioni trasversali.

M243 – tubolare De = 168.3 mm, sp. = 16 mm



Il valore massimo del momento lungo il fusto del palo è 113 kNm e del taglio 62 kN, pertanto le verifiche strutturali sono soddisfatte ai sensi delle NTC 2008.

M244 - tubolare De = 168.3 mm, sp. = 22.2 mm



Il valore massimo del momento lungo il fusto del palo è 161 kNm e del taglio 88.5 kN, pertanto le verifiche strutturali sono soddisfatte ai sensi delle NTC 2008.