RISERVATO AGLI ENTI

REGIONE VENETO

PROVINCIA DI TREVISO

COMUNE DI MEDUNA DI LIVENZA

OGGETTO: RISTRUTTURAZIONE ED ADEGUAMENTO NORMATIVO DEL PONTE SUL CANALE POSTUMIA - MALGHER IN VIA POSTUMIA

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Relazione:		Data :
01.04	RELAZIONE ILLUSTRATIVA DELLA PARTE STRUTTURALE	27.02.2017

Committente
Comune di Meduna di Livenza
Via Vittorio Emanuele, 13
31040 - Meduna di Livenza (TV)

Progettista
Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35
30021 - Caorle (VE)
Tel. 347/0035736

D					
C					
B					
A					
Rev	Data	Descrizione	Cod. Doc.	Controllo	Approvato

INDICE

1. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI 2
2. CLASSIFICAZIONE SISMICA 3
3. NORME DI RIFERIMENTO 4
4. RELAZIONE SUI MATERIALI 4
5. RELAZIONE SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE 6
6. ANALISI DEI CARICHI 10
6.1. PESO PROPRIO 10
6.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI 10
6.3. CARICHI ACCIDENTALI DOVUTI AL TRAFFICO VEICOLARE 10
6.4. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO 11
6.5. FORZA CENTRIFUGA 11
6.6. SPINTA SUI DISPOSITIVI DI RITENUTA 11
6.7. AZIONE DELLA NEVE 12
6.8. AZIONE DEL VENTO 12
6.9. EFFETTI DOVUTI ALLA TEMPERATURA, AL RITIRO ED ALLA VISCOSITA' 12
6.10. SPINTA STATICA DEL TERRENO 13
6.11. MODELLO CONSIDERATO PER LA VERIFICA A FATICA 13
6.12. AZIONE SISMICA 14
6.13. SPINTA SISMICA SULLE OPERE DI SOSTEGNO 17
7. METODO DI CALCOLO 18

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

1. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

La presente relazione riguarda gli interventi di progettazione strutturale per la ristrutturazione e l'adeguamento normativo del ponte sul Canale Postumia – Malgher in via Postumia nel comune di Meduna di Livenza (TV) lungo il tratto straale che conduce alla frazione Mure.

L'intervento prevede la demolizione delle opere esistenti, in quanto, come già rilevato nel Progetto Preliminare dell'opera, le numerose carenze emerse rendono impossibile eseguine la ristrutturazione.

Il ponte esistente è costituito da due travi laterali con funzione di supporto dell'impalcato e di parapetto, ormai danneggiate, il ripristino ed il riposizionamento con solo funzione estetica.

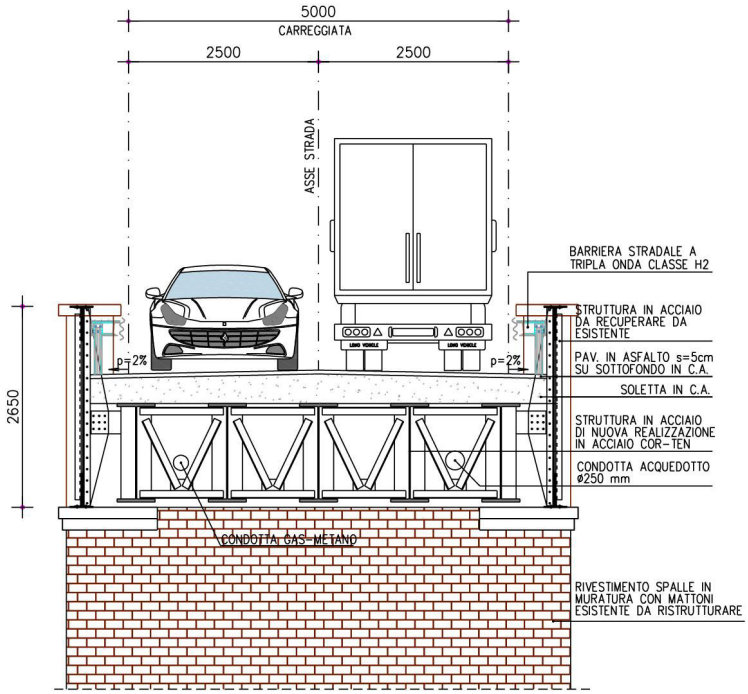
Si prevede la realizzazione di un nuovo impalcato costituito da 5 travi in acciaio (profili elettrosaldati in acciaio Cor-Ten tipo B) di lunghezza complessiva pari a 35.00m dotate di traversi intermedi e terminali di irrigidimento, appoggiate a nuove spalle in c.a. su pali a mezzo di appoggi fissi, unidirezionali trasversali, unidirezionali longitudinali e monodirezionali. A completare il sistema strutturale la soletta in c.a. dello spessore di 30 cm resa collaborante con le travi principali a mezzo di pioli Nelson.

Al fine di contenere la freccia, le travi principali saranno dotate di un'opportuna contromonta di progetto per contrastare la deformazione attesa dovuta al peso proprio delle strutture ad ai carichi permanenti portati.

Il nuovo impalcato avrà una larghezza superiore a quello esistente, per consentire di ospitare una carreggiata più larga di quella attuale e permettere il posizionamento delle barriere laterali di protezione (guard rail) che, ad oggi, non sono presenti.

In sintesi si prevede la realizzazione della struttura mediante l'impiego dei seguenti elementi strutturali:

1. Spalle di contenimento del rilevato e di appoggio del ponte in c.a. su pali del diametro di 40 cm e profondità 16.00 – 18.00 m;
2. Dispositivi di appoggio del tipo fissi, unidirezionali trasversali, unidirezionali longitudinali e monodirezionali;
3. Impalcato a sezione mista acciaio – c.a., con travi in acciaio di altezza massima 1300 mm e spessore variabile e soletta in c.a. dello spessore di 30 cm.



Sezione tipo dell'impalcato

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

2. CLASSIFICAZIONE SISMICA

Dal punto di vista sismico il Comune di Meduna di Livenza ricade, ai sensi del Testo Unico per le Costruzioni D.M. 14/01/2008, in una zona caratterizzata dai seguenti valori della latitudine e della longitudine:

Latitudine: 45.8068°
Longitudine: 12.6148°.

Ai sensi dell'OPCM 3431, il Comune di Meduna di Livenza ricade in una zona sismica denominata "Zona Sismica 3".
Tenendo quindi conto della destinazione d'uso a cui la struttura è soggetta, essa viene considerata di *Classe IV* con un coefficiente d'uso pari a 2.
Le tipologie di classe d'uso definite dal D.M. 14/01/2008 sono indicate nel seguito:
1) Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
2) 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.
3) 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.
4) 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.

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

Valori del coefficiente d'uso ai sensi del D.M. 14/01/2008

La struttura viene inoltre considerata di tipo 3, con una vita nominale ≥ 100 anni.

	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

Vita nominale per diverse tipologie di opere

Le caratteristiche del sito sono riportate nella tabella seguente.

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

Tipo di costruzione: 3
Vn: Default (100)
Classe d'uso: IV
Località: Treviso, Meduna Di Livenza
Latitudine (deg) 45,8068°; Longitudine (deg) 12,6148°
(N 45° 48' 24"; E 12° 36' 53") ED50
Dettagli...
Zona sismica: Zona 3
Vr: 200.0

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
SLO	Default (81)	120	0.0782	2.461	0.302
SLD	Default (63)	201	0.0963	2.502	0.328
SLV	Default (10)	1898	0.2233	2.607	0.376
SLC	Default (5)	2475	0.2444	2.625	0.382

Caratteristiche del sito

3. NORME DI RIFERIMENTO

L'intervento in oggetto viene progettato seguendo le indicazioni stabilite dal D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e dalla Circolare 02/02/2009. Sono considerati inoltre gli Eurocodici di settore (Eurocodice 3 UNI ENV 1993-1-1:1994, Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-1:2005, Eurocodice 3 UNI ENV 1993-1-3:2000, Eurocodice 3 EN 1993-1-8:2005).

4. RELAZIONE SUI MATERIALI

Si utilizzano, per l'intervento in oggetto, i seguenti materiali:

a) Conglomerato cementizio per pali di fondazione:
- Classe di resistenza: C25/30;
- Classe di esposizione: XC 2;
- Cemento Portland classe: 325;
- Rapporto massimo acqua/cemento: 0,50;
- Contenuto minimo di cemento: 280 kg/mc;
- Classe di consistenza: S4 (Slump da 16 a 21 *cm*);
- Resistenza caratteristica a compressione: R_{ck} = 30 MPa;
- Resistenza cilindrica caratteristica a compressione: f_{ck} = 25 MPa;
- Resistenza di calcolo: f_{cd} = 14,17 MPa;
- Resistenza media a trazione: f_{ctm} = 2,56 MPa;
- Tensione ammissibile: $\sigma_{c,amm}$ = 9,75 MPa;
- Tensione tangenziale: τ_{c0} = 0, 6 MPa;
- Tensione tangenziale: τ_{c1} = 1,83 MPa;
- Deformazione: ε_2 = 2‰;
- Deformazione: ε_{cu} = 3,5‰;
- Modulo elastico: E_c = 31.476 MPa.

b) Conglomerato cementizio per opere di fondazione ed elevazione:
- Classe di resistenza: C35/45;
- Classe di esposizione: XD 2;
- Cemento Portland classe: 325;
- Rapporto massimo acqua/cemento: 0,50;
- Contenuto minimo di cemento: 320 kg/mc;
- Classe di consistenza: S4 (Slump da 16 a 21 *cm*);

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

- Resistenza caratteristica a compressione: R_{ck} = 45 MPa;
- Resistenza cilindrica caratteristica a compressione: f_{ck} = 35 MPa;
- Resistenza di calcolo: f_{cd} = 19,83 MPa;
- Resistenza media a trazione: f_{ctm} = 3,21 MPa;
- Tensione ammissibile: $\sigma_{c,amm}$ = 13,50 MPa;
- Tensione tangenziale: τ_{c0} = 0, 80 MPa;
- Tensione tangenziale: τ_{c1} = 2,257 MPa;
- Deformazione: ε_2 = 2‰;
- Deformazione: ε_{cu} = 3,5‰;
- Modulo elastico: E_c = 34.077 MPa.

c) Acciaio per strutture in c.a.:
- tipo: *B 450 C*;
- Resistenza caratteristica a snervamento: f_{yk} = 450 MPa;
- Resistenza caratteristica a rottura: f_{tk} = 540 MPa;
- Resistenza a snervamento di calcolo: f_{yd} = 391,3 MPa;
- Tensione ammissibile: $\sigma_{s,amm}$ = 255 MPa;
- Deformazione: ε_{su} = 67,5‰;
- Deformazione: ε_{yd} = 1,957‰;
- Modulo elastico: E_s = 200.000 MPa.

d) Acciaio per carpenteria metallica:
- Tipo: Acciaio COR-TEN tipo B (caratteristiche analoghe all'acciaio S355)
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{u,k}$=490 MPa;
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{y,k}$=355 MPa;
- Modulo elastico: E = 210.000 MPa.

e) Pesi per unità di volume:
- Calcestruzzo: γ_{cls} = 2.400 kg/mc;
- Calcestruzzo armato: γ_{ca} = 2.500 kg/mc;
- Acciaio: γ_s = 7.860 kg/mc.

Relativamente ai calcestruzzi si prescrive che la sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scrocchiante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose o salsedine.
La ghiaia deve contenere elementi assortiti di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose e non gelive, dovrà essere privo di impurità o elementi in decomposizione.
In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri). Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento per la lavorabilità necessaria.
Relativamente agli acciai da carpenteria metallica si prescrive una classe di esecuzione, ai sensi della UNI EN 1090, pari a EXC3, con:
- Classe di conseguenza: CC2;
- Classe di servizio: SC2;

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

- Categoria di Produzione: PC1.

5. RELAZIONE SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Le caratteristiche del terreno di fondazione sono desunte dalla relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Alessandro Vidali e sono riportate di seguito:

- dal p.c. a m 0.40 ca. **tererno vegetale e riporto;**

- da m 0.40 a m 6.00 ca. **argilla limosa** con valori rappresentativi di resistenza alla punta **Rp = 10 ÷ 12 kg/cm²** e resistenza al taglio **C_u = 0.5 ÷ 0.6 kg/cm²**;

- da m 6.00 a m 9.00 ca. **sabbia limosa** con valori rappresentativi di resistenza alla punta **Rp = 40 kg/cm²** e angolo **Φ' = 28°;**

- da m 9.00 a m 10.00 ca. **limo argilloso** con valori rappresentativi di resistenza alla punta **Rp = 15 kg/cm²** e resistenza al taglio **C_u = 0.75 kg/cm²**;

- da m 10.00 a m 11.00 ca. **sabbia limosa** con valori rappresentativi di resistenza alla punta **Rp = 80 kg/cm²** e angolo **Φ' = 32°;**

- da m 11.00 a m 12.00 ca. **argilla limosa** con valori rappresentativi di resistenza alla punta **Rp = 6 kg/cm²** e resistenza al taglio **C_u = 0.3 kg/cm²**;

- da m 12.00 a m 19.60 ca. **limo argilloso** con valori rappresentativi di resistenza alla punta **Rp = 15 ÷ 18 kg/cm²** e resistenza al taglio **C_u = 0.75 ÷ 0.9 kg/cm²**;

- da m 19.60 a m 20.40 ca. **sabbia** con valori rappresentativi di resistenza alla punta **Rp = 150 kg/cm²** e angolo **Φ' = 35°;**

- da m 20.40 a m 22.00 ca. **limo argilloso** con valori rappresentativi di resistenza alla punta **Rp = 20 kg/cm²** e resistenza al taglio **C_u = 1 kg/cm²**;

- da m 22.00 a m 23.00 ca. **sabbia limosa** con valori rappresentativi di resistenza alla punta **Rp = 60 kg/cm²** e angolo **Φ' = 30°;**

- da m 23.00 a m 27.40 ca. **limo argilloso** con valori rappresentativi di resistenza alla punta **Rp = 20 kg/cm²** e resistenza al taglio **C_u = 1 kg/cm²**;

- da m 27.40 a m 30.00 ca. **limo sabbioso** con valori rappresentativi di resistenza alla punta **Rp = 30 ÷ 35 kg/cm²** e angolo **Φ' = 27°.**

Sotto il profilo sismico il terreno viene classificato di tipo “C”, ovvero "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati, o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e con valori di 180 < Vs30 <180 m/sec (ovvero 15<NSPT,30<50 nei terreni a grana grossa, 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina)".
Nel seguito viene riportata la verifica di tre pali tipo, uno di lunghezza 16 m (uno sulla spalla fissa e l’altro sulla spalla mobile) e l’altro di lunghezza 18 m (sulla spalla fissa).

PALO SPALLA FISSA L16
Caratteristiche geometriche
Diametro 0.4
Lunghezza 16

Verifica di capacità per la famiglia di combinazioni SLU
Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo:

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

Fattore di correlazione Psi scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza laterale = 1.15
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza alla punta = 1.35
Portanza laterale di progetto = 562.179
Portanza di punta di progetto = 54.755
verifica condotta in combinazione SLU 8 per la condizione a breve termine
Sforzo normale = -250.222
Peso del palo = 50.265 * 1.3
Carico totale di progetto = -315.567
Resistenza totale di progetto = 616.935
Coefficiente di sicurezza = 1.96 > 1

Verifica di capacità portante trasversale riferita al palo singolo:
Fattore di correlazione Psi scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza trasversale = 1.3
verifica condotta in combinazione SLU 8
Portanza trasversale di progetto = 57.739
Sforzo trasversale di progetto = 1.076
Coefficiente di sicurezza = 53.65 > 1
Parametri utilizzati nel calcolo
Geometria:
Palo a testa incastrata
Lunghezza del tratto infisso nel terreno = 16
Larghezza del fronte di spinta = 0.4
Dati del suolo:
Calcolo condotto per la condizione non drenata e terreno eminentemente coesivo
Coesione non drenata di progetto = 15
Sforzo trasversale massimo al collasso = 127.6
Meccanismo di collasso come palo lungo (doppia cerniera)
Momento di plasticizzazione della cerniera plastica superiore = 128.4412
a quota attacco fondazione
con sforzo normale di calcolo = -251.04
Momento di plasticizzazione della cerniera plastica inferiore = 104.3429
a quota = -4.713
con sforzo normale di calcolo = -199.05

Verifica di capacità per la famiglia di combinazioni SLV fondazioni
Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo:
Fattore di correlazione Psi scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza laterale = 1.15
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza alla punta = 1.35
Portanza laterale di progetto = 562.179
Portanza di punta di progetto = 54.755
verifica condotta in combinazione SLV FO 15 per la condizione a breve termine
Sforzo normale = -145.741
Peso del palo = 50.265 * 1
Carico totale di progetto = -196.007
Resistenza totale di progetto = 616.935
Coefficiente di sicurezza = 3.15 > 1

Verifica di capacità portante trasversale riferita al palo singolo:
Fattore di correlazione Psi scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza trasversale = 1.3
verifica condotta in combinazione SLV FO 15
Portanza trasversale di progetto = 56.126
Sforzo trasversale di progetto = 29.947
Coefficiente di sicurezza = 1.87 > 1
Parametri utilizzati nel calcolo
Geometria:
Palo a testa incastrata
Lunghezza del tratto infisso nel terreno = 16
Larghezza del fronte di spinta = 0.4
Dati del suolo:
Calcolo condotto per la condizione non drenata e terreno eminentemente coesivo
Coesione non drenata di progetto = 15
Sforzo trasversale massimo al collasso = 124.04
Meccanismo di collasso come palo lungo (doppia cerniera)
Momento di plasticizzazione della cerniera plastica superiore = 122.7817
a quota attacco fondazione
con sforzo normale di calcolo = -146.37
Momento di plasticizzazione della cerniera plastica inferiore = 98.0037
a quota = -4.647

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

con sforzo normale di calcolo = -115.86

PALO SPALLA FISSA L18
Caratteristiche geometriche
Diametro 0.4
Lunghezza 18

Verifica di capacità per la famiglia di combinazioni SLU
Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo:
Fattore di correlazione Psi scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza laterale = 1.15
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza alla punta = 1.35
Portanza laterale di progetto = 675.871
Portanza di punta di progetto = 54.755
verifica condotta in combinazione SLU 8 per la condizione a lungo termine
Sforzo normale = -270.917
Peso del palo = 56.549 * 1.3
Carico totale di progetto = -344.43
Resistenza totale di progetto = 730.626
Coefficiente di sicurezza = 2.12 > 1

Verifica di capacità portante trasversale riferita al palo singolo:
Fattore di correlazione Psi scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza trasversale = 1.3
verifica condotta in combinazione SLU 8
Portanza trasversale di progetto = 55.684
Sforzo trasversale di progetto = 0.818
Coefficiente di sicurezza = 68.06 > 1
Parametri utilizzati nel calcolo
Geometria:
Palo a testa incastrata
Lunghezza del tratto infisso nel terreno = 18
Larghezza del fronte di spinta = 0.4
Dati del suolo:
Calcolo condotto per la condizione non drenata e terreno eminentemente coesivo
Coesione non drenata di progetto = 15
Sforzo trasversale massimo al collasso = 123.06
Meccanismo di collasso come palo lungo (doppia cerniera)
Momento di plasticizzazione della cerniera plastica superiore = 108.5244
a quota attacco fondazione
con sforzo normale di calcolo = -271.73
Momento di plasticizzazione della cerniera plastica inferiore = 105.5335
a quota = -4.856
con sforzo normale di calcolo = -219.75

Verifica di capacità per la famiglia di combinazioni SLV fondazioni
Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo:
Fattore di correlazione Psi scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza laterale = 1.15
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza alla punta = 1.35
Portanza laterale di progetto = 675.871
Portanza di punta di progetto = 54.755
verifica condotta in combinazione SLV FO 2 per la condizione a lungo termine
Sforzo normale = -466.044
Peso del palo = 56.549 * 1
Carico totale di progetto = -522.593
Resistenza totale di progetto = 730.626
Coefficiente di sicurezza = 1.4 > 1

Verifica di capacità portante trasversale riferita al palo singolo:
Fattore di correlazione Psi scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza trasversale = 1.3
verifica condotta in combinazione SLV FO 14
Portanza trasversale di progetto = 48.119
Sforzo trasversale di progetto = 31.285
Coefficiente di sicurezza = 1.54 > 1
Parametri utilizzati nel calcolo
Geometria:
Palo a testa incastrata
Lunghezza del tratto infisso nel terreno = 18
Larghezza del fronte di spinta = 0.4

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

Dati del suolo:
Calcolo condotto per la condizione non drenata e terreno eminentemente coesivo
Coesione non drenata di progetto = 15
Sforzo trasversale massimo al collasso = 106.34
Meccanismo di collasso come palo lungo (doppia cerniera)
Momento di plasticizzazione della cerniera plastica superiore = 64.1808
a quota attacco fondazione
con sforzo normale di calcolo = 181.07
Momento di plasticizzazione della cerniera plastica inferiore = 104.3367
a quota = -4.512
con sforzo normale di calcolo = 146.57

PALO SPALLA MOBILE L16
Caratteristiche geometriche
Diametro 0.4
Lunghezza 16

Verifica di capacità per la famiglia di combinazioni SLU
Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo:
Fattore di correlazione Psi scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza laterale = 1.15
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza alla punta = 1.35
Portanza laterale di progetto = 562.179
Portanza di punta di progetto = 54.755
verifica condotta in combinazione SLU 8 per la condizione a breve termine
Sforzo normale = -253.635
Peso del palo = 50.265 * 1.3
Carico totale di progetto = -318.98
Resistenza totale di progetto = 616.935
Coefficiente di sicurezza = 1.93 > 1

Verifica di capacità portante trasversale riferita al palo singolo:
Fattore di correlazione Psi scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza trasversale = 1.3
verifica condotta in combinazione SLU 8
Portanza trasversale di progetto = 57.79
Sforzo trasversale di progetto = 0.964
Coefficiente di sicurezza = 59.95 > 1
Parametri utilizzati nel calcolo
Geometria:
Palo a testa incastrata
Lunghezza del tratto infisso nel terreno = 16
Larghezza del fronte di spinta = 0.4
Dati del suolo:
Calcolo condotto per la condizione non drenata e terreno eminentemente coesivo
Coesione non drenata di progetto = 15
Sforzo trasversale massimo al collasso = 127.72
Meccanismo di collasso come palo lungo (doppia cerniera)
Momento di plasticizzazione della cerniera plastica superiore = 128.6258
a quota attacco fondazione
con sforzo normale di calcolo = -254.45
Momento di plasticizzazione della cerniera plastica inferiore = 104.499
a quota = -4.715
con sforzo normale di calcolo = -201.77

Verifica di capacità per la famiglia di combinazioni SLV fondazioni
Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo:
Fattore di correlazione Psi scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza laterale = 1.15
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza alla punta = 1.35
Portanza laterale di progetto = 562.179
Portanza di punta di progetto = 54.755
verifica condotta in combinazione SLV FO 16 per la condizione a breve termine
Sforzo normale = -160.186
Peso del palo = 50.265 * 1
Carico totale di progetto = -210.451
Resistenza totale di progetto = 616.935
Coefficiente di sicurezza = 2.93 > 1

Verifica di capacità portante trasversale riferita al palo singolo:
Fattore di correlazione Psi scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7
Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza trasversale = 1.3

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

verifica condotta in combinazione SLV FO 9
Portanza trasversale di progetto = 56.054
Sforzo trasversale di progetto = 15.609
Coefficiente di sicurezza = 3.59 > 1
Parametri utilizzati nel calcolo
Geometria:
Palo a testa incastrata
Lunghezza del tratto infisso nel terreno = 16
Larghezza del fronte di spinta = 0.4
Dati del suolo:
Calcolo condotto per la condizione non drenata e terreno eminentemente coesivo
Coesione non drenata di progetto = 15
Sforzo trasversale massimo al collasso = 123.88
Meccanismo di collasso come palo lungo (doppia cerniera)
Momento di plasticizzazione della cerniera plastica superiore = 122.5519
a quota attacco fondazione
con sforzo normale di calcolo = -142.12
Momento di plasticizzazione della cerniera plastica inferiore = 97.7117
a quota = -4.644
con sforzo normale di calcolo = -112.5

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. PESO PROPRIO

I pesi propri degli elementi strutturali sono valutati automaticamente da programma di calcolo, adottando i pesi di volume indicati nel paragrafo 4.

6.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI

Si considerano i carichi permanenti portati dovuti a:
- getto di completamento di cls non strutturale per formazione pendenze (spessore massimo oltre i 30 cm strutturali pari a 5 cm)

$$q_{cls} = 25\ kN/m^3 * 0.05\ m = 1.25\ kN/m^2$$

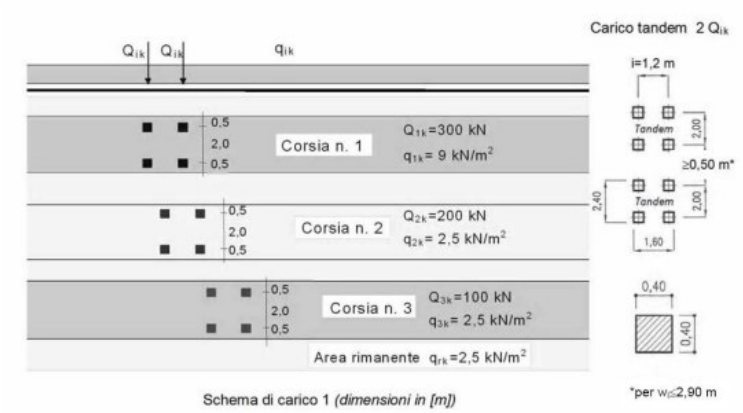
- pavimentazione in asfalto dello spessore di 5 cm:

$$q_{asf} = 15\ kN/m^3 * 0.05\ m = 0.75\ kN/m^2$$

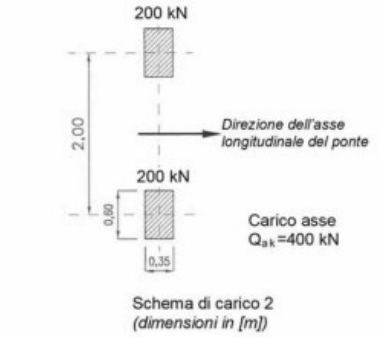
6.3. CARICHI ACCIDENTALI DOVUTI AL TRAFFICO VEICOLARE

Sono considerati i carichi accidentali definiti nel Capitolo 5 del D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” per i ponti di I Categoria.
In particolare, essendo la larghezza della carreggiata minore di 5.40 m, viene considerata una corsia convenzionale di larghezza pari a 3.00 m nella quale sono considerati i seguenti carichi (schema di carico 1 con carico asse da 300 kN e carico uniformemente distribuito di 9.00 kN/m^2). In via cautelativa il carico da 9.00 kN/m^2 viene considerato agente su tutto l’impalcato.

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com



Ai fini di procedere con le verifiche locali degli elementi strutturali, viene anche considerato lo schema di carico 2.



Non essendo presenti marciapiedi ed essendo il ponte di luce inferiore a 300 m, gli schemi di carico 3, 4, 5 e 6 non sono considerati.

6.4. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO

L'azione longitudinale di frenamento viene determinata, nel caso specifico, con l'espressione

$$q_3 = 0.60(2Q_{ik}) + 0.10q_{ik}wL = 0.60 * 2 * 300 + 0.10 * 9.00*3.00*30.00 = 441 \text{ kN}$$

compresa tra i valori limite normativi di 180 kN e 900 kN.

6.5. FORZA CENTRIFUGA

La struttura in esame è ad asse rettilineo pertanto

$$q_4 = 0.00 \text{ kN}.$$

6.6. SPINTA SUI DISPOSITIVI DI RITENUTA

Viene considerato un carico di 100 kN distribuito su 0.50 m applicato ad un'altezza di 1.00 m

$$q_8 = 100.00 \text{ kN}.$$

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

6.7. AZIONE DELLA NEVE

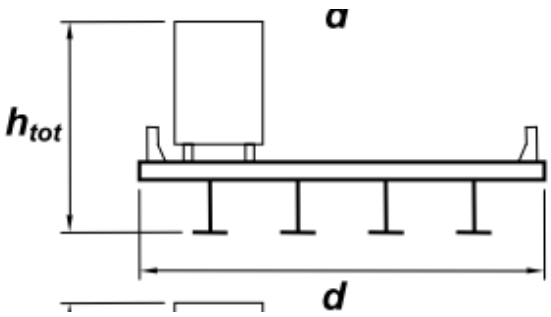
L'azione della neve viene valutata con l'espressione

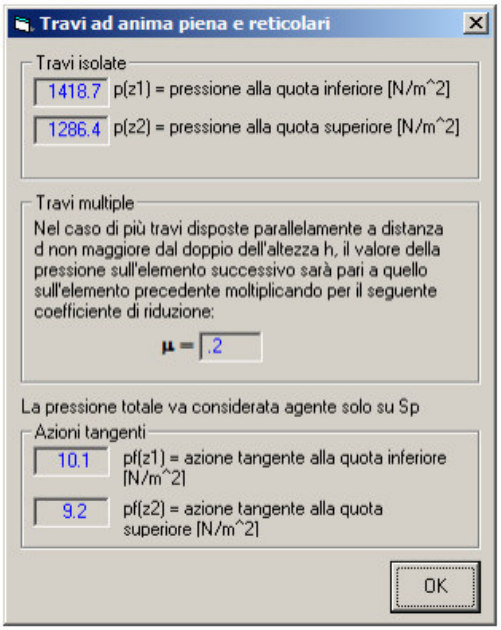
$$q_{neve} = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

essendo, nel caso specifico $\mu_i = 0.80$, $q_{sk} = 1.50$ kN/m^2, $C_E = 1.0$ e $C_t = 1.0$.

6.8. AZIONE DEL VENTO

Si schematizza il ponte come una trave isolata in cui sono presenti veicoli di altezza convenzionale pari a 3.00m dal manto stradale.





6.9. EFFETTI DOVUTI ALLA TEMPERATURA, AL RITIRO ED ALLA VISCOSITA'

Trattandodi di struttura isostatica gli effetti della temperatura (uniformi) non producono sollecitazioni.
Si considera invece una variazione termica di ±10° tra la soletta e le travi principali, tali da daterminare un carico assiale, applicato nel baricentro della soletta di

$$N_{termico} = E_{soletta} * A_{soletta} * \alpha * |\Delta T|$$

Considerando che per ogni trave si ha un'area di calcestruzzo afferente pari a

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

$$A_{soletta} = 1200 \text{ mm} * 350 \text{ mm} = 420000 \text{ mm}^2$$

Risulta un carico assiale per ogni sistema trave/soletta di

$$N_{termico} = E_{soletta} * A_{soletta} * \alpha * |\Delta T| = 1432 \text{ kN}.$$

Relativamente agli effetti viscosi la deformazione da ritiro viene stimata in $\varepsilon_{cs} = 325x10^{-6}$. Per tenere conto degli effetti della viscosità viene considerato, in via cautelativa, un coefficiente $\varphi = 1.70$, cui corrisponde un un valore del modulo elastico ridotto della soletta pari a

$$E_{soletta,ridotto} = E_{Soletta}/(1+ \varphi) = 34077/(1+1.7) = 12621 \text{ MPa}.$$

Considerando che per ogni trave si ha un'area di calcestruzzo afferente pari a

$$A_{soletta} = 1200 \text{ mm} * 350 \text{ mm} = 420000 \text{ mm}^2$$

Lo sforzo normale che ne deriva, agente nel baricentro della soletta, risulta essere pari a

$$N_{ritiro} = \varepsilon_{cs} * E_{soletta,ridotto} * A_{soletta} = 1723 \text{ kN}.$$

L'azione del ritiro e della viscosità determinano un momento flettente pari a

$$M_{ritiro} = N_{ritiro} * e = 1723 * 1.30 = 2240 \text{ kNm}.$$

Avendo assunto, in via puramente cautelativa, il braccio della forza coincidente con l'altezza del profilo metallico (e=1300 m)

6.10. SPINTA STATICA DEL TERRENO

La spinta del terreno viene valutata automaticamente dal programma di calcolo inserendo un carico denominato "carico terreno". La spinta del terreno viene valutata con l'espressione

$$p_{h,t}(z) = K_a \cdot \gamma \cdot z$$

essendo K_a il coefficiente di spinta attiva, γ il peso specifico del terreno e z la profondità.
Il carico accidentale, assunto pari a 20 kN/m^2 determina sulla parete una spinta costante pari a

$$p_{h,t} = K_a \cdot q.$$

6.11. MODELLO CONSIDERATO PER LA VERIFICA A FATICA

Si riporta quanto specificato all'interno del paragrafo 5.1.4.3. del D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

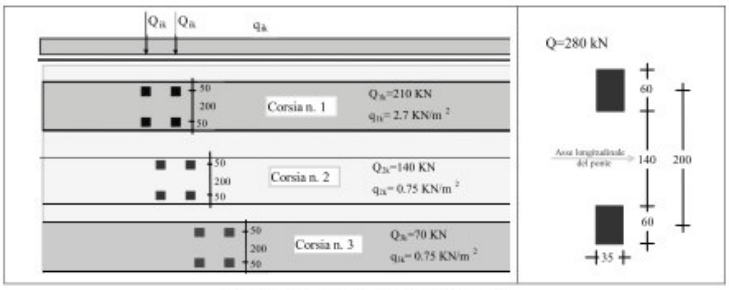
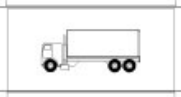
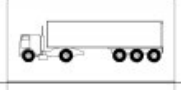
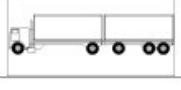


Figura 5.1.4 – *Modello di carico di fatica n. 1*

Tabella 5.1.VII – *Modello di carico a fatica n. 2 – veicoli frequenti*

SAGOMA del VEICOLO	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

6.12. AZIONE SISMICA

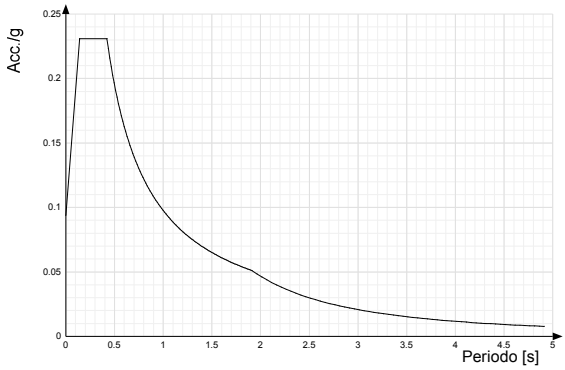
Il calcolo degli elementi strutturali viene effettuato mediante analisi dinamica modale utilizzando gli spettri di risposta definiti dal D.M. 14/01/2008 per le caratteristiche del sito di seguito illustrate.
Nel caso specifico tutte le strutture vengono calcolate con "non dissipative" pertanto viene adottato un fattore di struttura unitario.
Le caratteristiche del sito sono riportate di seguito

Metodo di analisi	D.M. 14-01-08 (N.T.C.)	
Tipo di costruzione	3	
Vn	100	
Classe d'uso	IV	
Vr	200	
Tipo di analisi	Lineare dinamica	
Località	Treviso, Meduna Di Livenza - Latitudine (deg) 45,8068°; Longitudine (deg) 12,6148° (N 45° 48' 24"; E 12° 36' 53") ED50	
Zona sismica	Zona 3	
Categoria del suolo	B - sabbie dense o argille consistenti	
Categoria topografica	T1	
Ss orizzontale SLO	1.2	
Tb orizzontale SLO	0.141	[s]
Tc orizzontale SLO	0.422	[s]
Td orizzontale SLO	1.913	[s]
Ss orizzontale SLD	1.2	
Tb orizzontale SLD	0.15	[s]
Tc orizzontale SLD	0.451	[s]
Td orizzontale SLD	1.985	[s]
Ss orizzontale SLV	1.17	
Tb orizzontale SLV	0.168	[s]
Tc orizzontale SLV	0.503	[s]
Td orizzontale SLV	2.493	[s]
St	1	
PVr SLO (%)	81	
Tr SLO	120.43	
Ag/g SLO	0.0782	
Fo SLO	2.461	
Tc* SLO	0.302	
PVr SLD (%)	63	

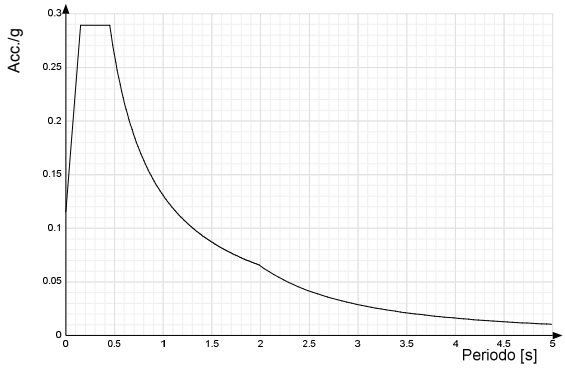
Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

Tr SLD	201	
Ag/g SLD	0.0963	
Fo SLD	2.502	
Tc* SLD	0.328	
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	1898.24	
Ag/g SLV	0.2233	
Fo SLV	2.607	
Tc* SLV	0.376	
Smorzamento viscoso (%)	5	
Classe di duttilità	Non dissipativa	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello '0' sismico	-4.25	[m]
Regolarità in pianta	No	
Regolarità in elevazione	No	
Edificio acciaio	Si	
Edificio esistente	No	
Altezza costruzione	5.23	[m]
C1	0.085	
T1	0.294	[s]
Lambda SLO	0.85	
Lambda SLD	0.85	
Lambda SLV	0.85	
Numero modi	3	
Metodo di Ritz	applicato	
Torsione accidentale semplificata	No	
Torsione accidentale per piani (livelli e falde) flessibili	Si	
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Fondazione"	0	[m]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Fondazione"	0	[m]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 3"	0	[m]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 3"	0	[m]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 1"	0	[m]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 1"	0	[m]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 2"	1.5	[m]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 2"	0.28	[m]
Limite spostamenti interpiano	0.005	
Fattore di struttura per sisma X	1	
Fattore di struttura per sisma Y	1	
Fattore di struttura per sisma Z	1	

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 (3.2.4)

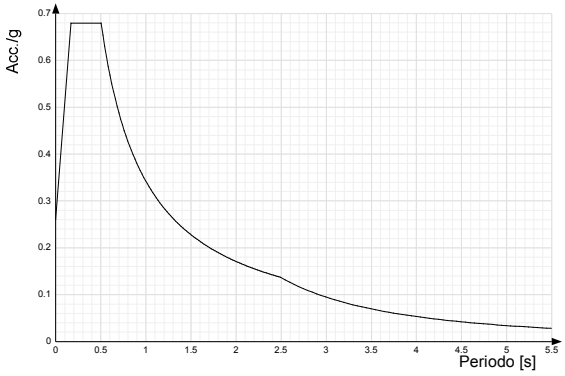


Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 (3.2.4)

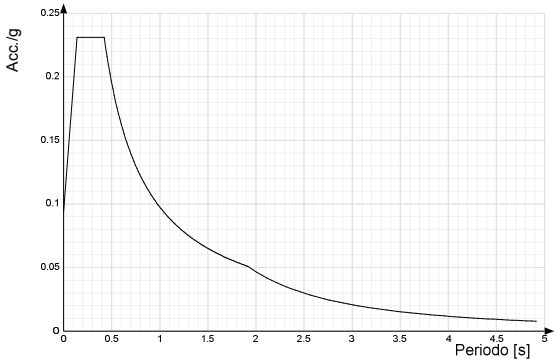


Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

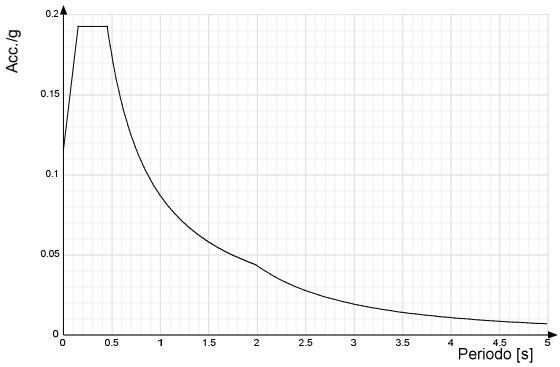
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 (3.2.4)



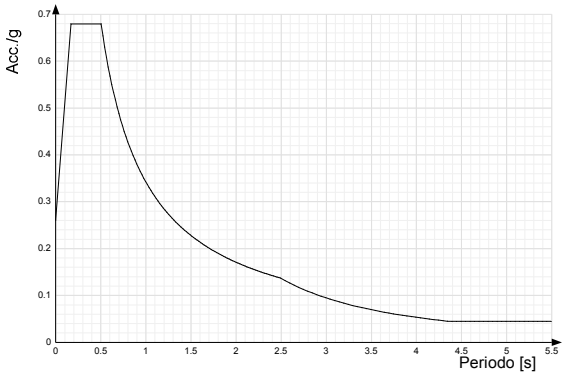
Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.4



Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 7.3.7.1

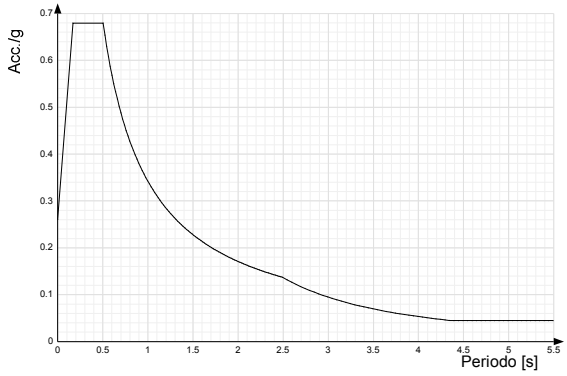


Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5



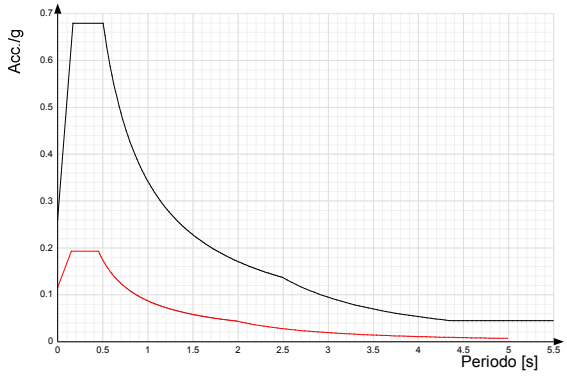
Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5



Confronti spettri SLV-SLD

Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 7.3.7.1 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).
Questo confronto tra spettri è valido anche per l'altra componente orizzontale, essendo coincidente.



6.13. SPINTA SISMICA SULLE OPERE DI SOSTEGNO

La spinta sismica viene determinata con due metodologie, considerando alla fine la configurazione più sfavorevole.

1. Determinazione della spinta sismica con il metodo proposto dall'Eurocodice 8

$$\Delta p = a_g/g \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

2. Determinazione della spinta sismica con il metodo proposto dal D.M. 14/01/2008

$$p_{s,h} = (½*\gamma*H+\psi_{2s}*q)*k_h$$

dove

$$k_h = \beta_m*a_{max}/g = S_S*S_T*\ a_g/g$$

e dove

$\beta_m = 0.31$ per il caso specifico (muri in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno).

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

7. METODO DI CALCOLO

Le strutture in oggetto sono calcolate con il metodo degli Stati Limite, di cui al D.M. 14/01/2008, utilizzando i carichi precedentemente definiti.
Gli stessi vengono quindi combinati mediante l'impiego delle combinazioni di carico definite al cap. 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \qquad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \qquad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \qquad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \qquad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \qquad (2.5.5)$$

I coefficienti amplificativi dei carichi, anch'essi definiti all'interno del cap. 5.1.3.12 del D.M. 14/01/2008 sono indicati di seguito:

Tabella 5.1.IV – *Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico*

	Carichi sulla carreggiata					***Carichi su marciapiedi e piste ciclabili***
	Carichi verticali			**Carichi orizzontali**		**Carichi verticali**
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente. distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m^2
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m^2
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m^2			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m^2
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3ª categoria
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com

Tabella 5.1.V – *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

		Coefficiente	EQU[1]	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali[2]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_{Q}	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
(3) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
(4) 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - *Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

Azioni	*Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)*	*Coefficiente ψ_0 di combinazione*	*Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)*	*Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)*
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE Esecuzione	 0,6 0,8	 0,2 ----	 0,0 0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

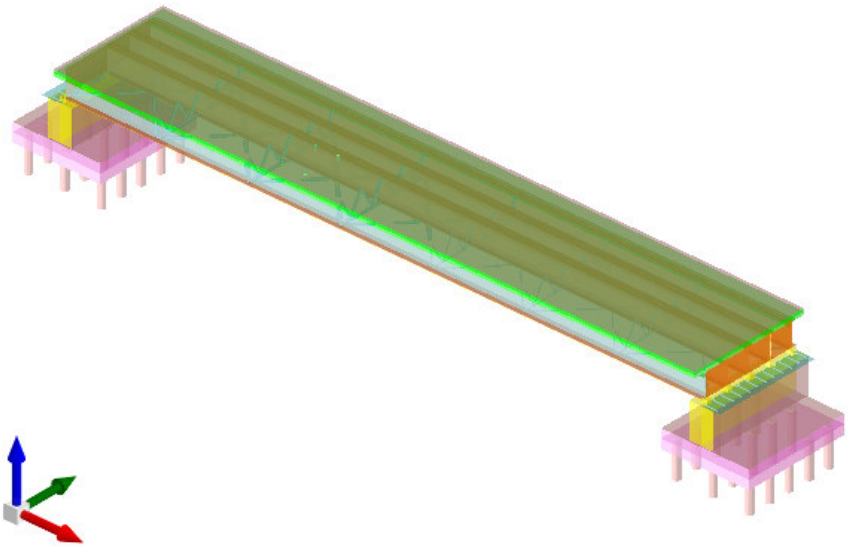
Ai fini della verifica dell'impalcato sono realizzati tre diversi livelli di modellazione, al fine di considerare le 3 fasi che coinvolgono la vita della struttura:

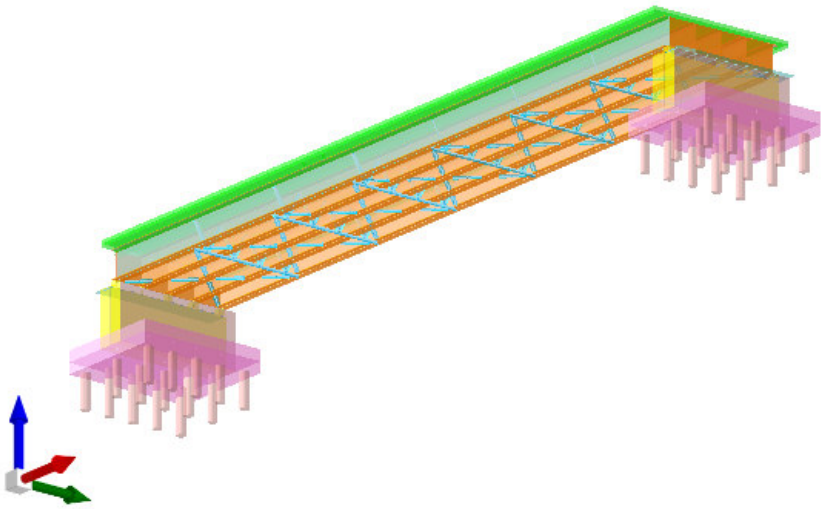
1. Fase 1: Sono considerati i carichi permenti dovuti alle travi in acciaio e alla soletta in c.a. nella prima fase di getto. In questa prima fase il carico viene assorbito dalla sola trave in acciaio;
2. Fase 2: Sono considerati i carichi permanenti portati (pavimentazione) con soletta collaborante con modulo elastico nel suo valore intero;
3. Fase 3: Sono considerati tutti i carichi accidentali con soletta collaborante con modulo elastico con valore al 50%.

Sono inoltre considerati gli effetti del ritiro e della viscosità come illustrati nel paragrafo 6.8.

Si riporta di seguito alcune immagini del modello di calcolo utilizzato per la verifica degli elementi strutturali.

Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com





Progettazione: Dott. Ing. Luigi Damiani
Via della Meridiana, 35 - 30021 Caorle (VE) - Tel. 347/0035736
Mail: damiani.ingegneria@gmail.com