

| | | |
|------------------------------|---|--|
| allegato n. 12.4.1 | titolo abbreviato: SP EX SS N 415 - LOTTO 3 | |
|------------------------------|---|--|



PROVINCIA DI CREMONA
SETTORE INFRASTRUTTURE STRADALI

S.P. ex S.S. n. 415 "PAULLESE"
AMMODERNAMENTO TRATTO "CREMA-SPINO D'ADDA"

LOTTO N. 3 - "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA"
LAVORI DI RADDOPPIO DEL PONTE SUL FIUME ADDA
E DEI RELATIVI RACCORDI IN PROVINCIA DI CREMONA E LODI

| | | | |
|-----------|----------------------------------|-----------|----------------|
| | | | |
| 1 | revisione a seguito verifica UTP | | FEBBRAIO 2016 |
| 0 | prima emissione | | DICEMBRE 2015 |
| emissione | descrizione | disegnato | data emissione |

| | | | |
|------------|---|--------------|------------------------|
| livello: | PROGETTO DEFINITIVO | codice CUP: | G41B03000270002 |
| elaborato: | O.A. N.2 - PONTE "ASBURGICO" PROGETTO OPERE DI CONSOLIDAMENTO RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE DI CUI AGLI ARTT. 10.1 - 10.2 DEL D.M. 14.01.2008 | codice: | PS.PR.01.01 |
| | | allegato n.: | 12.4.1 |
| | | scala: | |

| | | | |
|--|--------------------------|----------------------------------|---------------------|
| IL PROGETTISTA SPECIALISTICO | IL PROGETTISTA GENERALE | IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO | data |
| (Ing. Fabio Scaroni) | (Ing. Davide Pisana) | (Ing. Roberto Vanzini) | 27 MAG. 2016 |
| | | | |
| <small>Percorso file: U:\lavori\09\Projects\SS415\PONTE SPINO\Definitivo_CR\00_COPERTINE.dwg</small> | | | |

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

S.P. CR ex S.S. 415"PAULLESE" : Ammodernamento tratto Crema - Spino d'Adda

LOTTO 3

RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE Art. 10.1 e 10.2 D.M. 14 Gennaio 2008

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

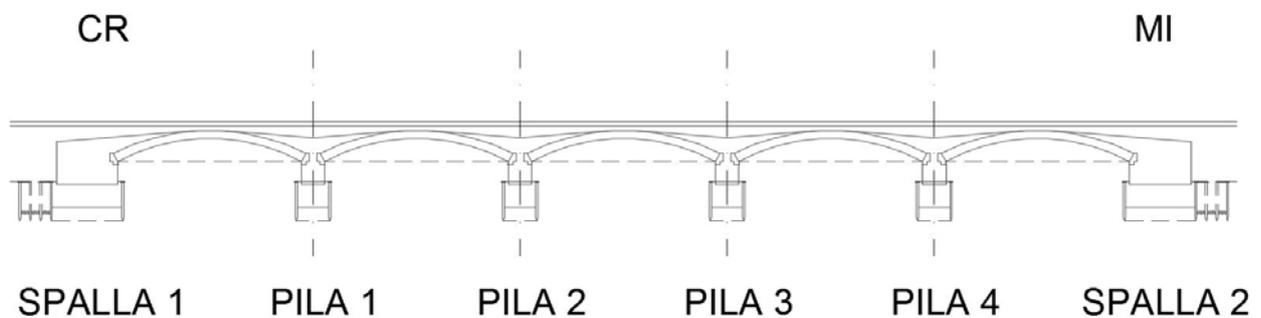
| | | |
|-----|---|----|
| 1. | DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE | 3 |
| 2. | DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO | 9 |
| 2.1 | CARATTERIZZAZIONE SISMICA | 13 |
| 3. | DESCRIZIONE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE E DEI PARAMETRI DI CALCOLO | 16 |
| 3.1 | CONTROARCO E RINFORZO SISTEMA FONDALE | 16 |
| 4. | DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI | 19 |
| 5. | DURABILITA' | 19 |
| 6. | SOFTWARE UTILIZZATI –TIPO DI ELABORATORE | 19 |
| 7. | VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITA' | 21 |
| 8. | PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO | 21 |
| 9. | ALLEGATI | 21 |

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

1. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

La costruzione del ponte di Bisnate, situato in località Bisnate nei comuni di Spino d'Adda e Zelo Buon Persico, risale ai primi del 1900 ed attualmente è fuori esercizio a causa dei gravi rischi di crollo connessi ai fenomeni di erosione al piede delle pile prodotti dalla corrente del fiume che, in corrispondenza del ponte, passa con inclinazione di circa 23° rispetto all'asse longitudinale delle pile, le quali, dunque, costituiscono un ingombro consistente al regolare deflusso della corrente.

L'opera presenta una struttura ad arco in muratura a cinque campate con tutte e quattro le pile in alveo. Le luci rilevate presentano lunghezza pari rispettivamente a 27,84-27,63-27,64-27,64-27,79m.



PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

Il ponte è stato oggetto di diversi interventi nel corso degli anni, volti al consolidamento del piano di fondazione delle pile mediante micropali e palancole con getto interno in calcestruzzo ed al ripristino della sezione in muratura fessuratasi in seguito al cedimento di una pila. Successivamente due pile hanno recentemente subito interventi di consolidamento delle fondazioni a causa dei dissesti causati dalla corrente.



PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE



PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE



PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

Inoltre un ulteriore provvedimento adottato in passato è stato quello di realizzare poco a valle del ponte una soglia che mantenesse e stabilizzasse a monte la quota iniziale dell'alveo.



Allo stato attuale il ponte risulta interdetto a qualsiasi tipo di utilizzo in quanto:

1 - Lo stato tensionale delle campate coinvolte nel cedimento della pila raggiunge valori prossimi al valore di resistenza caratteristico che non consentono l'utilizzo della struttura senza interventi di consolidamento dell'arco.

2- Le pressioni sul terreno in configurazione di esercizio raggiungono valori non sopportabili dal terreno presente in loco senza un adeguato consolidamento del piano di posa.

3 – I valori dello scalzamento per le pile in alveo hanno entità tale da compromettere il buon comportamento del sistema fondale senza una adeguata opera di presidio.

Gli interventi per la messa a norma del ponte storico riguardano:

- ✓ rinforzo strutturale dell'arco in muratura mediante controarco in c.a. In seguito a tale intervento l'arco in muratura resta gravato solamente dal peso proprio e dal peso del controarco in fase di getto, risultando soggetto a tensioni inferiori rispetto allo stato attuale.
- ✓ rinforzo dei muri laterali dell'arco mediante catene ancorate in cordoli realizzati internamente all'impalcato e collegati timpani laterali per prevenire ribaltamenti fuori dal piano.
- ✓ consolidamento del piano di posa delle fondazioni mediante trattamento colonnare in jet grouting;
- ✓ per quanto attiene alla risoluzione degli scalzamenti al piede delle fondazioni delle pile in alveo si veda elaborato specifico

Tutti gli interventi di adeguamento e rinforzo avvengono mediante operazioni che non alterano in alcun modo l'aspetto del ponte, pertanto alla vista il ponte rinforzato si presenterà esattamente come nella situazione attuale.

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

2. DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

La caratterizzazione geotecnica del sito è completamente definita nella relazione geotecnica a cui si rimanda. Di seguito si riportano in estrema sintesi le stratigrafie e le caratteristiche del terreno utilizzate nelle calcolazioni.

Stratigrafia 1 (argine in destra del fiume Adda)

| Strato n. | Profondità (m) | | Descrizione | Tipo |
|-----------|----------------|-------|-----------------------------|------|
| | Da | a | | |
| 1 | 0.00 | 9.00 | Rilevato stradale esistente | 0 |
| 2 | 9.00 | 21.00 | Ghiaia con sabbia | C |
| 3 | 21.00 | 29.00 | Sabbia con ghiaia | B |
| 4 | 29.00 | 37.00 | Ghiaia sabbiosa | C |
| 5 | 37.00 | 45.00 | Limo sabbioso | A |
| 6 | 45.00 | 53.00 | Sabbia limosa | B |
| 7 | 53.00 | 54.00 | Limo sabbioso | A |
| 8 | 54.00 | 57.20 | Sabbia limosa | B |
| 9 | 57.20 | 60.00 | Limo sabbioso | A |

Stratigrafia 2 (argine in sinistra del fiume Adda)

| Strato n. | Profondità (m) | | Descrizione | Tipo |
|-----------|----------------|-------|-------------------|------|
| | Da | a | | |
| 1 | 0.00 | 11,00 | Ghiaia sabbiosa | C |
| 2 | 11.00 | 24.50 | Sabbia limosa | B |
| 3 | 24.50 | 28.60 | Ghiaia con sabbia | C |
| 4 | 28.60 | 33.00 | Sabbia limosa | B |
| 5 | 33.00 | 39.80 | Limo argilloso | A |
| 6 | 39.80 | 48.20 | Sabbia limosa | B |
| 7 | 48.20 | 50.00 | Limo argilloso | A |
| 8 | 50.00 | 57.80 | Sabbia | B |
| 9 | 57.80 | 60.00 | Limo argilloso | A |

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

Stratigrafia 3 (alveo fiume Adda)

| Strato n. | Profondità (m) | | Descrizione | Tipo |
|-----------|----------------|-------|-------------------|------|
| | Da | a | | |
| 1 | 0.00 | 9,00 | Ghiaia sabbiosa | C |
| 2 | 9.00 | 35,00 | Sabbia con ghiaia | B |
| 3 | 35.00 | 37.50 | Limo argilloso | A |
| 4 | 37.50 | 40.00 | Sabbia limosa | B |

Parametri geotecnici

| Stratigrafia 1 Lato Cremona (Quota: 78.68 m s.l.m.m.) | | | | | | | | | |
|--|------|------|-----|---------|-------|-------|-------|------|-------|
| Litologia | Da | A | Dr | Φ' | E | G | Cu | C | M |
| | [m] | [m] | [%] | [°] | [MPa] | [MPa] | [kPa] | kPa] | [MPa] |
| Ghiaia | 0 | 11 | >50 | 38 | 40 | 150 | | | |
| Sabbia | 11 | 24.5 | >50 | 38 | 27 | 210 | | | |
| Ghiaia e sabbia | 24.5 | 28.6 | >50 | 38 | 30 | 240 | | | |
| Sabbia | 28.6 | 33 | >50 | 35 | 30 | 260 | | | |
| Limo | 33 | 39.8 | | 30 | | | 22.4 | 12.8 | 7 |
| Sabbia | 39.8 | 48.2 | >50 | 35 | 32 | 270 | | | |
| Limo | 48.2 | 50 | | 32 | | | 22.4 | 12.8 | 7 |
| Sabbia | 50 | 57.8 | >50 | 35 | 32 | 270 | | | |
| Limo | 57.8 | 60 | >50 | 32 | | | 22.4 | 12.8 | 8 |

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

| Stratigrafia 1A Alveo fiume Adda (Quota: 78.51 m s.l.m.m.) | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|-----|---------|-------|-------|-------|------|-------|
| Litologia | Da | A | Dr | Φ' | E | G | Cu | C | M |
| | [m] | [m] | [%] | [°] | [MPa] | [MPa] | [kPa] | kPa] | [MPa] |
| Ghiaia | 0 | 9 | >50 | 38 | 40 | 150 | | | |
| Sabbia | 9 | 35 | >50 | 38 | 27 | 210 | | | |
| Limo | 35 | 37.50 | | 30 | | | 22.4 | 12.8 | 7 |
| Sabbia | 37.50 | 40 | >50 | 35 | 30 | 260 | | | |
| *Sabbia | 40 | 48.2 | >50 | 35 | 32 | 270 | | | |
| *Limo | 48.2 | 50 | | 32 | | | 22.4 | 12.8 | 7 |
| *Sabbia | 50 | 57.8 | >50 | 35 | 32 | 270 | | | |
| *Limo | 57.8 | 60 | >50 | 32 | | | 22.4 | 12.8 | 8 |

| Stratigrafia 2 Lato Lodi (Quota: 86.73 m s.l.m.m.) | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|-----|---------|-------|-------|-------|------|-------|
| Litologia | Da | A | Dr | Φ' | E | G | Cu | C | M |
| | [m] | [m] | [%] | [°] | [MPa] | [MPa] | [kPa] | kPa] | [MPa] |
| Rilevato | 0.00 | 9.00 | 40 | 38 | 40 | | | | |
| Ghiaia | 9.00 | 21.00 | >50 | 38 | 40 | 190 | | | |
| Sabbia | 21.00 | 29.00 | >50 | 37 | 35 | 250 | | | |
| Ghiaia | 29.00 | 37.00 | >50 | 38 | 45 | 260 | | | |
| Limo | 37.00 | 45.00 | | 30 | | | 67 | 8.4 | 29 |
| Sabbia | 45.00 | 53.00 | >50 | 37 | 40 | 270 | | | |
| Limo | 53.00 | 54.00 | | 32 | | | 67 | 21 | 29 |
| Sabbia | 54.00 | 57.20 | >50 | 37 | 40 | 360 | | | |
| Limo | 57.20 | 60.00 | | 32 | | | 67 | 21 | 29 |

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

Per quanto riguarda il rilevato stradale si sono adottati in accordo con il CSA e la relazione geotecnica i seguenti parametri:

| Carratterizzazione materiali da rilevato/reinterri | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---------------|---------------|-----------|----------|-----------------|-----------|-----------|---------------|-----------|-----------|----------------|-----------|-----------|------------------------|-----------------------|---------------------------------|
| Parametri in condizioni drenate | | | | | Spinta a riposo | | | Spinta attiva | | | Spinta Passiva | | | Peso di volume | | Permeabilità |
| ϕ'_k | ϕ'_{dM1} | ϕ'_{dM2} | E'_{25} | E_{UR} | K_{0k} | K_{0M1} | K_{0M2} | K_{Ak} | K_{AM1} | K_{AM2} | K_{Pk} | K_{PM1} | K_{PM2} | naturale γ_n | sommerso γ' | k |
| (°) | (°) | (°) | (Mpa) | (Mpa) | (-) | (-) | (-) | (-) | (-) | (-) | (-) | (-) | (-) | (kN/m ³) | (kN/m ³) | (m/s) |
| 38 | 38 | 32 | 40 | 120 | 0.380 | 0.380 | 0.470 | 0.238 | 0.238 | 0.307 | 4.200 | 4.200 | 3.250 | 20 | 11 | $1 \times 10^{-3} \div 10^{-5}$ |

I coefficienti di spinta sono calcolati secondo la teoria di Caquot - Kenel ipotizzando angolo d'attrito tra terreno e struttura di sostegno $\delta = 0$ ed ipotizzando che il terreno a monte/valle del sostegno (rispettivamente per il calcolo di K_a e K_p) sia orizzontale ($\beta = 0^\circ$). Nel caso in cui tali ipotesi iniziali non siano rappresentative del problema in oggetto, i valori delle spinte dovranno essere calcolati nuovamente utilizzando la stessa teoria.

In cui:

| LEGENDA PARAMETRI | |
|-------------------|--|
| ϕ'_k | Angolo di resistenza al taglio caratteristico; |
| ϕ'_{dM1} | Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008; |
| ϕ'_{dM2} | Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008; |
| E'_{25} | Modulo elastico secante corrispondente alla mobilitazione del 25% della resistenza del terreno; |
| E_{UR} | Modulo elastico secante in carico; |
| K_{0k} | Valore caratteristico del coefficiente di spinta a riposo; |
| K_{0M1} | Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008; |
| K_{0M2} | Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008; |
| K_{Ak} | Valore caratteristico del coefficiente di spinta attiva; |
| K_{AM1} | Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008; |
| K_{AM2} | Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008; |
| K_{Pk} | Valore caratteristico del coefficiente di spinta passiva; |
| K_{PM1} | Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008; |
| K_{PM2} | Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008; |
| γ_n | Peso di volume naturale; |
| γ' | Peso di volume sommerso; |
| k | Permeabilità; |

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

2.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Secondo quanto riportato nella relazione geotecnica, la prospezione sismica (Down Hole) eseguita nel sondaggio SL e le prove SPT effettuate nel sondaggio collocano i terreni interessati in categoria di **suolo C**. Il valore determinato attraverso la formula sopra riportate è paria a 317 m/s. Nella categoria C rientrano i "depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s ($15 < NSPT < 50$, $70 \text{ kPa} < c_u < 250 \text{ kPa}$)".

Classificazione secondo D.g.r. 28 Maggio 2008 n.8/7374 e D.g.r. 11 Luglio 2014 n. 10/2129

Le particolari condizioni geologiche e geomorfologiche di una zona (condizioni locali) possono influenzare, in occasione di eventi sismici, la pericolosità sismica di base producendo effetti diversi da considerare nella valutazione generale della pericolosità sismica dell'area.

Il Dg.r. del 28 Maggio 2008 n.8/7374 Aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.r. marzo 2005, n. 12", approvati con d.g.r. 22 Dicembre 2005, n. 8/1566 stabilisce una procedura per tener in conto degli effetti di sito nella definizione dell'amplificazione sismica locale. Si riportano di seguito i tre livelli di approfondimento richiesti dalla normativa per il caso in esame:

1° Livello: riconoscimento delle aree passibili di amplificazione sismica sia sulla base di osservazioni geologiche sia di dati esistenti:

Zona sismica: 3 (D.g.r. 11 Luglio 2014 n. 10/2129)

Scenario di pericolosità sismica locale PSL: Zona Z4a: Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.

2° Livello: individuazione delle aree in cui la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale (Fa calcolato superiore a Fa di soglia comunali forniti dal Politecnico di Milano. Fa Fattore di Amplificazione).

La regione Lombardia, per il sito in questione, per sottosuolo tipo C e per periodo compreso tra 0.1 e 0.5 s assegna un valore di soglia di Fa pari a 1.80.

Dall'analisi delle indagini eseguite il calcolo di Fa secondo le indicazioni fornite dalla regione Lombardia e secondo varie procedure ritrovate in letteratura. I valori calcolati per il fattore di amplificazione sono in buona parte maggiori del valore soglia di 1.8.

Per quest'area, poiché i valori di Fa ottenuti risultano maggiori del valore soglia, si dovrà procedere alle indagini di 3° Livello, orientate alla definizione degli effetti di amplificazione tramite indagini più approfondite o, in alternativa, utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di sottosuolo superiore.

In definitiva, nel caso in esame, il substrato va catalogato come di tipo D.

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

D: "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine)"

Si è scelto quindi di utilizzare lo spettro caratteristico della categoria superiore

La pericolosità sismica nel DM 14 gennaio 2008 è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli allegati alla norma forniscono, in relazione ad un reticolo spaziale con maglia di 5 km e per valori di TR compresi tra 30 e 2475 anni, i valori di a_g , F_0 e T_C^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Come riportato precedentemente la categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione scelta è la **D**

La categoria topografica è la **T1** ovvero "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

Lo spettro di progetto (SLV) in accelerazione della componente orizzontale è:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

con:

- S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche $S = S_s \times S_T$, con S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (entrambi tabellati);
- F_0 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

- T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \times T_C^*$, con T_C^* è definito in base al sito di riferimento e C_C funzione della categoria di sottosuolo (tabellato);
- T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C / 3$
- T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione $T_D = 4 (a_g/g) + 1,6$

Lo spettro di progetto (SLV) in accelerazione della componente verticale è:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_V} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

con $F_V = 1,35 \cdot F_O \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$, fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g , su sito di riferimento rigido orizzontale. I valori dei parametri per la componente orizzontale sono:

| Categoria di suolo | S | T _B | T _C | T _D |
|--------------------|-----|----------------|----------------|----------------|
| A, B, C, D, E | 1,0 | 0,05 s | 0,15 s | 1,0 s |

Parametri S, T_B, T_C, T_D per lo spettro di progetto della componente verticale

La definizione della pericolosità sismica è fatta mediante un approccio "sito dipendente", per il ponte sull'Adda i valori di progetto devono riferirsi alle coordinate 9,4337 di longitudine e 45,4134 di latitudine coincidenti con il ponte sull'adda.

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

3. DESCRIZIONE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE E DEI PARAMETRI DI CALCOLO**3.1 CONTROARCO E RINFORZO SISTEMA FONDALE**

Per la realizzazione degli interventi di rinforzo si prevede l'impiego di calcestruzzi a prestazione ed acciai da carpenteria controllati in stabilimento, in particolare:

CONTROARCO

| | |
|------------------------------|-------------------|
| Calcestruzzo | C32/40 |
| Classe di esposizione | XF4 parti esposte |
| Dimensione massima aggregato | 20 mm |
| Classe di consistenza | S3 |

| | |
|------------------------|------------------------------|
| Acciaio di armatura | B450C |
| Copriferro | 30 mm nelle superfici libere |
| Sovrapposizioni minime | 40Φ |

CONSOLIDAMENTO IN JET GROUTING

| | |
|------------------------|---|
| rapporto a/c | $0.8 < a/c < 1$ |
| dosaggio cemento | 600 Kg di cemento tipo II R32.5 per mc di terreno trattato |
| pressione di iniezione | min 400 bar |

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

PARAMETRI DI CALCOLO

Per la realizzazione del controarco, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C32/40 che presenta le seguenti caratteristiche:

| | | | |
|--|---|--|------------|
| Resistenza a compressione (cubica) | → | R_{ck} | = 40 MPa |
| Resistenza a compressione (cilindrica) | → | f_{ck} | = 32 MPa |
| Resistenza di calcolo a compressione | → | $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5$ | = 18.1 MPa |
| Resistenza a trazione media | → | $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$ | = 3.02 MPa |
| Resistenza a trazione | → | $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$ | = 2.12 MPa |
| Resistenza a trazione di calcolo | → | $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ | = 1.41 MPa |
| Resistenza a compressione (comb. Rara) | → | $\sigma_c = 0.60 * f_{ck}$ | = 19.2 MPa |
| Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente) | → | $\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$ | = 14.4 MPa |
| Resistenza a compressione (comb. Rara – Ferrovie) | → | $\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$ | = 14.4 MPa |
| Resistenza a compressione (comb. Quasi perm. – Ferrovie) | → | $\sigma_c = 0.4 * f_{ck}$ | = 12.8 MPa |

La fondazione a pozzo è realizzata mediante colonne di terreno consolidato compenstrate da 1 mt cadauna (jet grouting). Le caratteristiche meccaniche delle colonne di terreno consolidato variano in modo sensibile da caso a caso, nello specifico con ragionevole grado di sicurezza si possono assegnare al terreno consolidato i seguenti parametri di calcolo:

| | | | |
|--|---|--|------------|
| Resistenza a compressione (cubica) | → | R_{ck} | = 4 MPa |
| Resistenza a compressione (cilindrica) | → | f_{ck} | = 3.2 MPa |
| Resistenza di calcolo a compressione | → | $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5$ | = 1.81 MPa |
| Resistenza a trazione media | → | $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$ | = 0.65 MPa |
| Resistenza a trazione | → | $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$ | = 0.45 MPa |
| Resistenza a trazione di calcolo | → | $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ | = 0.30 MPa |

Acciaio per armatura ad aderenza migliorata B450C

| Classe acciaio | f_{yk} | γ_s | f_{tk} | E_s | f_{yd} | ϵ_{yd} | ϵ_{uk} | $(f_y/f_y, nom)_k$ | ϵ_{ud} | $k = (f_t/f_y)_k$ | $\sigma_s, Rara$ | Diametro minimo mandrino di piegatura | |
|----------------|----------|------------|----------|---------|----------|-----------------|-----------------|--------------------|-----------------|-------------------|------------------|---------------------------------------|---------------|
| | [MPa] | | [MPa] | [MPa] | [MPa] | | | | | [MPa] | [MPa] | $\Phi \leq 16mm$ | $\Phi > 16mm$ |
| B450C | 450.00 | 1.15 | 540.00 | 210,000 | 391.30 | 0.00186 | 0.07500 | ≤ 1.25 | 0.06750 | 1.15 - 1.35 | 360.00 | 4 Φ | 7 Φ |

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

L'acciaio usato per i tiranti è trefolo da 6/10" stabilizzato.

$$\text{carico a rottura } f_{ptk} \geq 19000.00 \text{ DaN/cm}^2$$

$$\text{carico caratteristico all'1\% } f_{p(1)k} \geq 17000.00 \text{ DaN/cm}^2$$

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008/, le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi deve rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni (per armature pretese):

$$\sigma_{spi} \leq 0.90 \times f_{p(1)k} = 0.90 \times 17000.00 = 15300.00 \text{ DaN/cm}^2$$

$$\sigma_{spi} \leq 0.80 \times f_{ptk} = 0.80 \times 19000.00 = 15200.00 \text{ DaN/cm}^2$$

In entrambi i casi è ammessa una sovratensione pari a $0,05 f_{p(1)k} = 850.00 \text{ DaN/cm}^2$

In base al punto 11.3.3.3 del D.M. 14/01/2008, nel caso di trefoli stabilizzati (armatura di classe 2), le cadute di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t si possono valutare mediante l'espressione:

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$$

Essendo:

σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;

$$\rho_{1000} = 2.5$$

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} ; = 14350/19000 = 0.75$$

si ottiene

$$\text{per } t=1000 \text{ ore} \quad \Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{6,825} (1000/1000)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 1,52\%$$

$$\text{per } t=5000 \text{ ore} \quad \Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{6,825} (5000/1000)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 2,05\%$$

In base ai punti 4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 del D.M. 14/01/2008, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, la tensione massima in esercizio deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_{sp} = 0.8 \times f_{yk} = 0.8 \times 0.85 f_{ptk} = 12920 \text{ DaN/cm}^2$$

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$$f_{ptd} = f_{p(1)k} / \gamma_s = 17000.00 / 1.15 = 14782.61 \text{ DaN/cm}^2$$

L'acciaio usato per i cordoli e le teste di ancoraggio dei tiranti è:

Acciaio per carpenteria metallica S355JOW (ex Fe510 - CORTEN) conforme alla sezione 3 della ENV 1993-2 (1997) e succ. modif e integrazioni

- Tipologia laminati: Laminati a caldo con profili a sezione aperta
- Spessore nominale elemento: $t \leq 40\text{mm}$
- Dimensioni secondo UNI 5397
- Saldature con elettrodi secondo UNI 5132
- Struttura non protetta

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

- Temperatura minima del sito $T_{md} = -25 \text{ }^\circ\text{C}$
- Temperatura di riferimento $T_{Ed} = -25 \text{ }^\circ\text{C}$

| Classe acciaio | Subgrade | f_{tk} | E_s | ν | G_s | f_{yk} | γ_{Rd} | γ_{M0} | γ_{M1} | γ_{M2} | β | β_1 | β_2 |
|------------------------|----------|----------|--------|-------|------------------|----------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------|-----------|-----------|
| | | [MPa] | [MPa] | | [MPa] | [MPa] | | | | | | | |
| S 355 - UNI EN 10025-2 | J0W | 510 | 210000 | 0,3 | 80769,2307692308 | 355 | 1,1 | 1,05 | 1,05 | 1,25 | 0,9 | 0,7 | 0,85 |

Resistenza di progetto ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_d = 355.00 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di progetto ($t > 40 \text{ mm}$) $f_d = 335.00 \text{ N/mm}^2$

4. DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI

Per quanto riguarda il ponte:

| TIPO DI COSTRUZIONE | VITA UTILE |
|---------------------|------------|
| 3 | 100 anni |

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi si farà riferimento a quanto previsto nel cap. 5 del D.M. 14/01/2008 per quanto riguarda i ponti pedonali.

Si è previsto anche che il ponte possa sostenere un singolo treno di carico da 60 ton

5. DURABILITA'

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazioni opportuni stati limite in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione, il Direttore dei Lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 14.01.2008".

6. SOFTWARE UTILIZZATI –TIPO DI ELABORATORE

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite.

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica si è effettuata una analisi dinamica modale

SOFTWARE UTILIZZATO :

Solutore elementi finiti:

Robot versione Millennium : con licenza chiave FR250Nd

Integrated Structural Software Inc.

Software di calcolo sezioni:

SEZIONE C.A. versione 5.8.0 con licenza chiave n° 396 prodotto dalla :

Ingegneria Soft srl

Software di calcolo pozzi di fondazione:

GSS "geotechnical survival software" vol 4 – pozzi con chiave n° 2886706 prodotto dalla :

Flaccovio srl

Software di calcolo portanza pali:

MP V.8 rev 42 con licenza chiave n° 07187A7191A61243F77D prodotto dalla:

GeoStru srl

Fogli di calcolo

Implementati mediante Microsoft Excel - algoritmi nativi dello studio

Microsoft Office con licenza n°QCQ3J-XX89Q-83M36-TDKKB-7M7DB prodotto dalla:

Microsoft Corporation

ELABORATORE UTILIZZATO :

| | |
|----------------------|--|
| MARCA | B@B PC |
| MODELLO | ASSEMBLATO |
| PROCESSORE | INTEL i7 4.99Ghz |
| RAM | 16 GB |
| S.O. | WINDOWS |
| VERSIONE | 8.1 |
| CHIAVE REGISTRAZIONE | FV7JN-8YKYP-RFXQH-D3TW4- F6XGD02594084968369 X1904615 |

PONTE STORICO: RELAZIONE GENERALE SULLE STRUTTURE

7. VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITA'

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati. In particolare, per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

8. PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al D.M. 14.01.2008.

9. ALLEGATI

- Risultati prove a compressione carote su Jet grouting eseguite dalla Provincia di Cremona in Casalmaggiore a riprova delle caratteristiche meccaniche adottate per la schematizzazione del pozzo di fondazione



SEZIONE MALTE/CALCESTRUZZI

PROT. N. 1045B/10

Verbale di accettazione N. 383B/10 del 05/10/10

Mantova, 07/10/10

RAPPORTO DI PROVA

Soggetto consegnatario:

| | |
|-----------------------------|---|
| RICHIEDENTE | : PROVINCIA DI CREMONA |
| INDIRIZZO | : VIA BELLA ROCCA, 7 - 26100 CREMONA CR |
| NATURA DEI CAMPIONI | : Campioni cilindrici di miscela jet grouting utilizzata per il consolidamento del terreno in alveo del fiume Po Prelievo effettuato dal Committente in data 01/10/10 |
| PROVA RICHIESTA | : Resistenza alla compressione - UNI EN 12390/3:03 |
| PROVENIENZA CAMPIONI | : SP CR ex SS n°343 "Asolana" Km 23+500 - Ponte di Casalmaggiore sul fiume Po - Lavori di completamento per il ripristino e l'adeguamento statico degli elementi strutturali rinforzi e protezioni antiscazzamento delle fondazioni |

Determinazione della resistenza a compressione secondo UNI EN 12390/3:2003

| RISULTATI DELLE PROVE | | | | | | | | | |
|-----------------------|----------------------|--------------------|-------|----------|----------------------|------------|------------------|------------|--|
| N | Contrassegno provini | Dimensioni | | Rapporto | Massa Volumica | Resistenza | Data di prelievo | Data prova | |
| | | diametro x altezza | | | | | | | |
| | | (mm) | | | (Kg/m ³) | (Mpa)* | | | |
| 1 | Prof. 11,63 m | 122 | x 128 | 1,05 | 1898 | 6,2 | 01/10/2010 | 06/10/2010 | |
| 2 | Prof. 13,40 m | 122 | x 126 | 1,03 | 1960 | 13,8 | 01/10/2010 | 06/10/2010 | |
| 3 | Prof. 16,80 m | 122 | x 128 | 1,05 | 2007 | 18,1 | 01/10/2010 | 06/10/2010 | |
| 4 | Prof. 19,00 m | 122 | x 127 | 1,04 | 2047 | 18,7 | 01/10/2010 | 06/10/2010 | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |

(*) 1 MPa = 1N/mm² = 10,2 Kg/cm²

Prove eseguite secondo la normativa UNI EN 12390/3

Attrezzatura utilizzata: Pressa idraulica motorizzata "CONTROLS" da 3000 kN - mod. C50/51 - matricola 96113675 - Data ultima taratura: 13/05/10

OSSERVAZIONI:

Tipo di rottura soddisfacente.

Le facce di carico dei provini sono state preventivamente sottoposte a rettificazione meccanica con mola diamantata.

Il presente rapporto di prova non è riproducibile, neppure parzialmente, senza autorizzazione scritta del Laboratorio.

Gli esiti in esso contenuti si riferiscono ai soli campioni sottoposti a prova

Il Tecnico Sperimentatore

L.T.M. - Fabio Gozzi

Il Direttore del Laboratorio

dott. ing. Giuliano Ferrari

Allegato PROT. N. 1045B/10



Allegato PROT. N. 1045B/10

