

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE
OBIETTIVO N. 443/01**

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA PESCARA - BARI

RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA

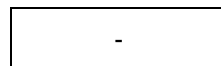
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

Opere d'arte maggiore – Ponti e Viadotti Ferroviari

VI14 – Ponte su canale pk 21+170 L=125m (ex VI09)

Relazione di calcolo Spalla S1

SCALA:



COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

L I 0 2 0 2 D 7 8 C L V I 1 4 0 4 0 0 1 A

| Rev. | Descrizione | Redatto | Data | Verificato | Data | Approvato | Data | Autorizzato Data |
|------|---------------------|--------------|-------------|-------------|-------------|--------------|-------------|---------------------------|
| A | EMISSIONE ESECUTIVA | M.Piscitelli | Maggio 2019 | G. Giustino | Maggio 2019 | B.M. Bianchi | Maggio 2019 | D. Tiberti Maggio 2019 |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

File: LI0202D78CLV11404001A.doc

n. Elab.:

Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10876

INDICE

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | PREMESSA | 4 |
| 2 | DESCRIZIONE DELL'OPERA | 5 |
| 2.1 | Descrizione della spalla in esame | 6 |
| 3 | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA | 7 |
| 3.1 | Categoria di sottosuolo | 7 |
| 3.2 | Capacità portante dei pali | 7 |
| 4 | DOCUMENTI DI RIFERIMENTO | 8 |
| 4.1 | Documenti Referenziati | 8 |
| 4.2 | Unità di misura | 8 |
| 5 | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | 9 |
| 5.1 | Classi di esposizione e copriferri | 9 |
| 5.2 | Calcestruzzo pali e plinti di fondazione $R_{ck} > 30$ Mpa (C25/30) | 10 |
| 5.3 | Calcestruzzo parti in elevazione pile e spalle e solettoni $R_{ck} > 40$ Mpa (C32/40) | 10 |
| 5.4 | Acciaio d'armatura B450C | 10 |
| 6 | ANALISI DEI CARICHI | 11 |
| 6.1 | Pesi propri strutturali (G1) | 11 |
| 6.2 | Carichi permanenti portati (G2) | 11 |
| 6.3 | Variazioni termiche (E3) | 11 |
| 6.4 | Azioni variabili verticali (Q1) | 11 |
| 6.4.1 | Azioni da traffico ferroviario | 11 |
| 6.4.2 | Carichi sui marciapiedi | 13 |
| 6.4.3 | Effetti dinamici | 13 |
| 6.4.4 | Contemporaneità dei treni sui binari | 13 |
| 6.5 | Azioni orizzontali da traffico (Qi) | 13 |
| 6.5.1 | Forza centrifuga (Q4) | 13 |
| 6.5.2 | Serpeggio (Q5) | 15 |
| 6.5.3 | Frenatura / Avviamento (Q3) | 15 |
| 6.6 | Azione del vento (Q6) | 16 |
| 6.6.1 | Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario | 20 |
| 6.7 | Azioni Sismiche (Q7) | 22 |
| 6.7.1 | Vita nominale | 23 |
| 6.7.2 | Classe d'uso | 24 |
| 6.7.3 | Periodo di riferimento | 25 |
| 6.7.4 | Valutazione dei parametri di pericolosità sismica | 25 |
| 6.7.5 | Caratterizzazione sismica del terreno | 25 |
| 6.7.6 | Parametri sismici di calcolo e spettro elastico di risposta | 27 |
| 6.7.7 | Spettri di risposta di progetto | 29 |

| | | |
|--------|--|----|
| 6.8 | Resistenze Parassite dei vincoli (Q8) | 31 |
| 6.9 | Gruppi di Carico | 31 |
| 7 | COMBINAZIONI DI CARICO | 32 |
| 8 | CRITERI DI VERIFICA | 35 |
| 8.1 | Verifica agli SLU: Pressoflessione e Taglio | 35 |
| 8.1.1 | Verifica a pressoflessione | 35 |
| 8.1.2 | Verifica a taglio | 35 |
| 8.2 | Verifica agli SLE: Limitazione delle Tensioni e Fessurazione | 36 |
| 8.2.1 | Verifica di fessurazione | 36 |
| 8.2.2 | Verifica delle tensioni di esercizio | 37 |
| 9 | MODELLO DI CALCOLO | 37 |
| 9.1 | Condizioni statiche | 37 |
| 9.2 | Condizioni sismiche | 39 |
| 10 | VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE S01 | 40 |
| 10.1 | MURO FRONTALE | 40 |
| 10.2 | Muro paraghiaia | 45 |
| 10.3 | Muri laterali | 46 |
| 11 | VERIFICA DELLE FONDAZIONI | 47 |
| 11.1 | plinto di fondazione | 47 |
| 11.2 | pali di fondazione | 51 |
| 11.3 | Verifiche di capacità portante | 53 |
| 11.3.1 | Capacità portante Pali Di Gruppo | 54 |
| 11.4 | Capacità portante laterale dei pali di fondazione | 54 |
| 11.5 | Valutazione dei cedimenti in fondazione | 56 |
| 12 | APPOGGI E GIUNTI | 56 |
| 12.1 | Appoggi | 56 |
| 12.2 | Escursione dei giunti | 57 |
| 13 | CONCLUSIONI | 59 |



LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

VI14 – Ponte su canale pk 21+170 L=125m (ex VI09);
Relazione di calcolo Spalla S1

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|-----------|------|---------|
| LI02 | 02D78 | CL | VI1404001 | A | 4 di 59 |

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del corpo stradale ferroviario, delle opere d'arte e delle opere interferite relative al raddoppio ferroviario della Linea Bari - Pescara nella tratta Termoli - Ripalta, per uno sviluppo complessivo di 24.930,52 km.

L'opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra fra quelle inserite nella categoria denominata "OPERE PRINCIPALI – PONTI E VIADOTTI".

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti all'opera.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione ha per oggetto l'analisi e la verifica della Spalla 01 che sostiene la campata in c.a.p. da 25 m del viadotto ferroviario denominato VI14, previsto tra le progressive chilometriche 21+901.50 e 22+026.50.

Il viadotto, avente lunghezza complessiva pari a circa 125m è a doppio binario composto da 5 campate in semplice appoggio da 25 m costituite da quattro travi a cassoncino in c.a.p. preteso. La piattaforma ha una larghezza totale di 13.70 m ed ospita due binari posti ad interasse di 4.0 m.

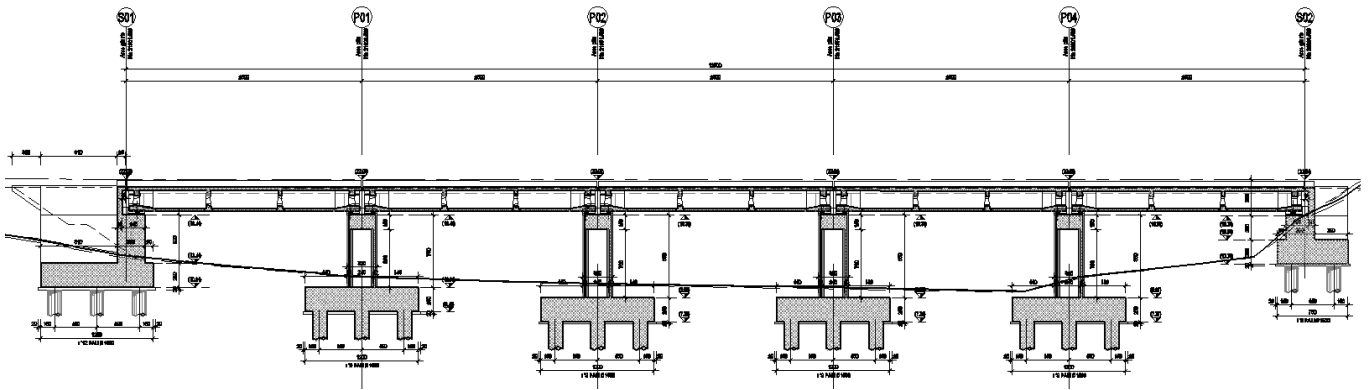


Figura 1 – Profilo longitudinale VI14

Gli impalcati in c.a.p. sono costituiti da quattro cassoncini in c.a.p. preteso hanno altezza pari a 2.10 m ed interasse pari a 2.41 m. Al di sopra dei cassoncini viene realizzata una soletta in calcestruzzo gettata in opera avente spessore variabile da un minimo di 0.30 m ad un massimo di 0.40 m in asse impalcato.

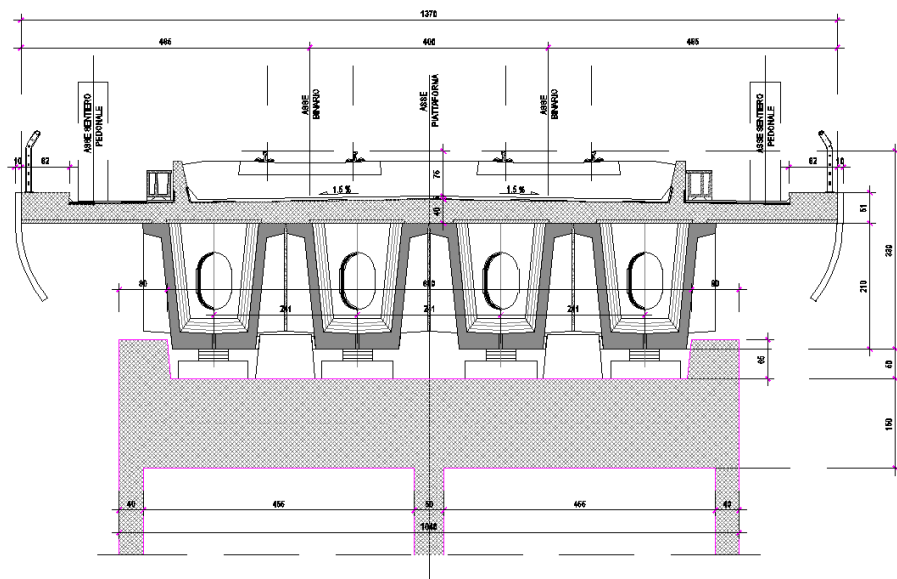


Figura 2 - Sezione trasversale impalcato

Nel presente documento si analizzano alcune delle sottostrutture del viadotto in esame.

| WBS | SPALLE | H _{calcolo} | IMPALCATI | | | | | | | SISMA | | FONDAZIONE | | | | |
|------|--------|----------------------|------------------|------------|-----|-------|------------|----|--------|-----------------|-------------------------|-------------------|-------------------|----------|-----------|----------|
| | | | R _{min} | Lato sx | L | App. | Lato dx | L | App. | Zona Sismica | Categoria Sottosuolo | D _{pali} | n _{pali} | Stratig. | Liquefaz. | Scalzam. |
| | | | [m] | | [m] | | [m] | | [m] | | | [m] | [m] | | | [m] |
| VI14 | S01 | 5.0 | 2200 | - | - | - | C.a.p. | 25 | Mobile | S4 | B | 1.5 | 12 | 1 | NO | - |
| | S02 | 2.5 | 2200 | C.a.p. | 25 | Fisso | - | - | - | S4 | B | 1.5 | 8 | 1 | NO | - |

Tabella 1 – Sintesi delle spalle del viadotto VI14

Oggetto del presente documento sono quindi le analisi e le verifiche delle spalle, in particolare della spalla S01, relativa all'impalcato in c.a.p.

2.1 DESCRIZIONE DELLA SPALLA IN ESAME

Le sottostrutture consistono in due spalle con fondazioni di tipo profondo su pali. La spalla indicata con "S01" è la spalla mobile mentre quella indicata con "S02" è la spalla fissa. Il presente documento contiene le verifiche strutturali e geotecniche della spalla S01.

Di seguitosi riportano le principali caratteristiche geometriche delle sottostrutture.

SPALLA MOBILE S01

- Altezza muro frontale: 5.00 m
- Spessore muro frontale: 3.00 m
- Altezza muro paraghiaia: 2.90 m
- Spessore muro paraghiaia: 0.60 m
- Spessore plinto di fondazione: 2.50 m
- Lunghezza plinto di fondazione: 12.00 m
- Larghezza plinto di fondazione: 16.50 m
- Spessori muri laterali: 1.20 m
- Pali: 12φ1500, Interasse: 4.50 m, L = 28.0 m

Tabella 2 – Caratteristiche geometriche spalla S01

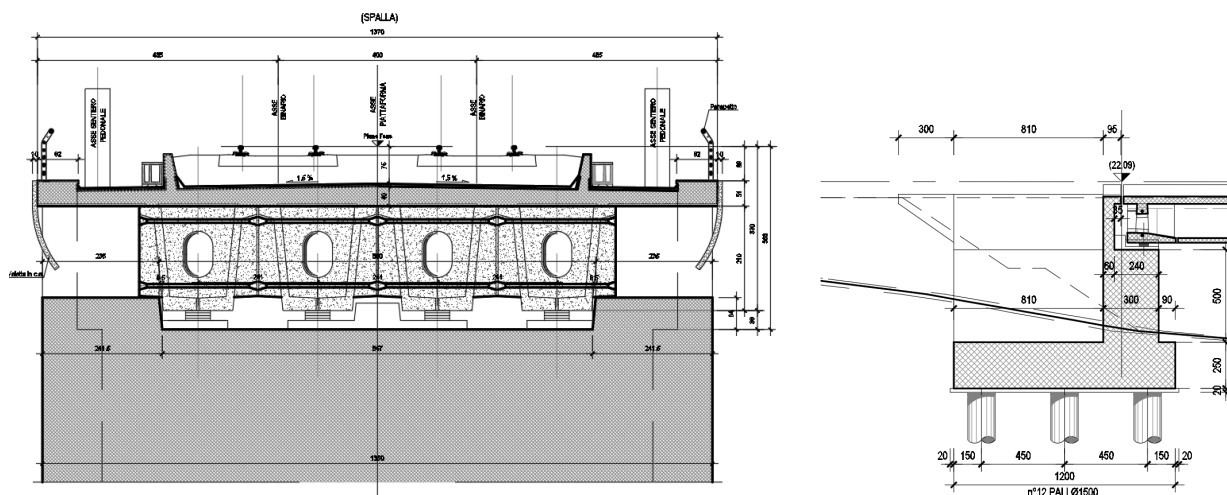


Figura 3 – Sezioni in direzione longitudinale e trasversale

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

3.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Dalle indagini sismiche (M5) è possibile determinare la categoria di sottosuolo di riferimento per la definizione dell'azione sismica; per l'opera in esame si assume una categoria di sottosuolo B.

3.2 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI

La capacità portante per le fondazioni del viadotto è stata valutata per pali di grande diametro $D=1500$ mm considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

- N_1 verticali di indagine, da cui $\xi_3 = 1.70$,
- F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.96$);
- F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b = 2.30$);

Per la verifica di capacità portante del palo si dovranno verificare le seguenti due condizioni:

- $N_{max,SLU} < Q_d$, la massima sollecitazione assiale (sia statica, che sismica) allo SLU dovrà essere inferiore alla portata di progetto del palo (riportata nelle seguenti tabelle);
- $N_{max,SLU\text{ scalzamento}} < Q_{d,scalzamento}$, la massima sollecitazione assiale allo SLU in presenza di scalzamento (condizione di carico eccezzzionale, non concomitante con sisma) dovrà essere inferiore alla portata di progetto del palo in presenza di scalzamento (riportata nelle seguenti tabelle);
- $N_{max,SLE} < Q_{ll} / 1.25$, la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo (Q_{ll} , riportata nelle seguenti tabelle) con un fattore di sicurezza di 1.25.

Inoltre si è considerato:

- testa palo a 2.5 m di profondità da p.c.;
- falda a 5 m da p.c..

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica.



LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

VI14 – Ponte su canale pk 21+170 L=125m (ex VI09);
Relazione di calcolo Spalla S1

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|-----------|------|---------|
| LI02 | 02D78 | CL | VI1404001 | A | 8 di 59 |

4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

4.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

Di seguito si riporta l'elenco generale delle Normative Nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento, quale riferimento per la redazione degli elaborati tecnici e/o di calcolo dell'intero progetto nell'ambito della quale si inserisce l'opera oggetto della presente relazione:

- [N.1]. L. n. 64 del 2/2/1974 "Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- [N.2]. L. n. 1086 del 5/11/1971 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- [N.3]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008);
- [N.4]. Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- [N.5]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.
- [N.6]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- [N.7]. RFI DTC SI MA IFS 001 B del 22-12-17 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N.8]. RFI DTC SI SP IFS 001 C – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- [N.9]. CNR-DT207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- [N.10]. UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

4.2 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella relazione:

lunghezze [m]; forze [kN]; momenti [kNm] tensioni [Mpa]

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI EN 206-2004 e UNI 11104 2016, si definiscono di seguito le classi di esposizione del calcestruzzo delle diverse parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

- Pile e spalle: XC4;
- Plinti e pali di fondazione: XC2;

La determinazione delle classi di resistenza dei conglomerati dei conglomerati, di cui ai successivi paragrafi, sono state inoltre determinate tenendo conto delle classi minime stabilite dalla stessa norma.

I copriferri di progetto adottati per le barre di armatura, tengono infine conto inoltre delle prescrizioni di cui alla Tabella C4.1.IV della Circolare n617 del 02-02-09; si è in particolare previsto di adottare i seguenti Copriferri minimi espressi in mm

- Pile e spalle: 50 mm
- Plinti di fondazione: 40 mm
- Pali di fondazione: 60 mm

In termini di limiti di apertura delle fessure, alle prescrizioni normative presenti nelle NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal documento RFI DTC SICS MA IFS 001 B – 2.5.1.8.3.2.4 secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

L'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

In definitiva, nel caso in esame, si adotta il limite w_1 sia per pile e spalle che per pali e plinti in quanto i primi ricadono in condizioni ambientali aggressive (classe XC4), mentre i secondi sono elementi a permanente contatto con il terreno.

5.2 CALCESTRUZZO PALI E PLINTI DI FONDAZIONE $R_{ck} > 30$ MPA (C25/30)

- | | |
|--|--|
| ▪ $R_{ck} = 30$ MPA | resistenza caratteristica cubica a 28 giorni |
| ▪ $f_{ck} = 25$ MPA | resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni |
| ▪ $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33$ MPA | resistenza cilindrica valore medio |
| ▪ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$ MPA | resistenza media a trazione semplice (assiale) |
| ▪ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.80$ MPA | resistenza caratteristica a trazione |
| ▪ $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 31476$ MPA | modulo elastico |
| ▪ $\gamma = 25.0$ kN/m ³ | peso per unità di volume |

Resistenze di progetto allo SLU

- | | |
|---|---------------------------------------|
| ▪ $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.2$ MPA; $\gamma_c = 1.50$ | resistenza di progetto a compressione |
| ▪ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.20$ MPA | resistenza di progetto a trazione |

Resistenze di progetto allo SLE

- | | |
|---|---|
| ▪ $\sigma_{c,r} = 0.55 \cdot f_{ck} = 13.8$ MPA | tensione limite in combinazione caratteristica (rara) |
| ▪ $\sigma_{c,f} = 0.40 \cdot f_{ck} = 10.0$ MPA | tensione limite in combinazione quasi permanente |
| ▪ $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.13$ MPA | tensione limite di fessurazione (trazione) |

5.3 CALCESTRUZZO PARTI IN ELEVAZIONE PILE E SPALLE E SOLETTONI $R_{ck} > 40$ MPA (C32/40)

- | | |
|--|--|
| ▪ $R_{ck} = 40$ MPA | resistenza caratteristica cubica a 28 giorni |
| ▪ $f_{ck} = 32$ MPA | resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni |
| ▪ $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40$ MPA | resistenza cilindrica valore medio |
| ▪ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02$ MPA | resistenza media a trazione semplice (assiale) |
| ▪ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12$ MPA | resistenza caratteristica a trazione |
| ▪ $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346$ MPA | modulo elastico |
| ▪ $\gamma = 25.0$ kN/m ³ | peso per unità di volume |

Resistenze di progetto allo SLU

- | | |
|---|---------------------------------------|
| ▪ $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ MPA; $\gamma_c = 1.50$ | resistenza di progetto a compressione |
| ▪ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.69$ MPA | resistenza di progetto a trazione |

Resistenze di progetto allo SLE

- | | |
|---|---|
| ▪ $\sigma_{c,r} = 0.55 \cdot f_{ck} = 17.6$ MPA | tensione limite in combinazione caratteristica (rara) |
| ▪ $\sigma_{c,f} = 0.40 \cdot f_{ck} = 12.8$ MPA | tensione limite in combinazione quasi permanente |
| ▪ $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52$ MPA | tensione limite di fessurazione (trazione) |

5.4 ACCIAIO D'ARMATURA B450C

- | | |
|----------------------|--|
| ▪ $f_{yk} = 450$ MPA | resistenza caratteristica di snervamento |
| ▪ $f_{tk} = 540$ MPA | resistenza caratteristica a rottura |
| ▪ $E_s = 210000$ MPA | modulo elastico |

Resistenza di progetto allo SLU

- | | |
|--|---------------------------------------|
| ▪ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ MPA ; $\gamma_s = 1.15$ | resistenza di progetto a compressione |
|--|---------------------------------------|

Resistenza di progetto allo SLE

- | | |
|--|---|
| ▪ $\sigma_{s,r} = 0.75 \cdot f_{yk} = 337.5$ MPA | tensione limite in combinazione caratteristica (rara) |
|--|---|

6 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi che caratterizzano le campate connesse alla spalla in esame. Le azioni derivanti da tale analisi sono state applicate su un modello di calcolo ad elementi finiti realizzato con il software *Midas Civil 2016* rappresentante l'impalcato, dalla quale sono state ricavati successivamente gli scarichi verticali ed orizzontali sugli appoggi fissi e mobili in modo da ottenere le azioni nella sezione di sommità della spalla. Si rimanda alla relazione tecnica relativa all'impalcato per maggiori dettagli.

6.1 PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)

Il peso della soletta in calcestruzzo, delle travi in c.a.p. e dei traversi è calcolato in automatico dal programma di calcolo, assegnando ai singoli elementi l'effettiva sezione trasversale ed un peso per unità di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

6.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

Di seguito si riporta una sintesi dei carichi permanenti portati dall'impalcato.

| Elemento | L | s | γ | G |
|---|------|------|----------|------------|
| Ballast + armamento + impermeabilizzazione | 8.2 | 0.8 | 20 | 131.2 kN/m |
| Muretti paraballast + canalette porta cavi + impianti | 0.72 | 25 | - | 18 kN/m |
| Velette in cls (n°2) | 2 | 0.26 | 25 | 13 kN/m |
| Barriere antirumore (n°2) | 2 | 4 | 4 | 32 kN/m |

Pertanto il valore complessivo al metro lineare dei carichi G2 è pari a 194.2 kN/m

6.3 VARIAZIONI TERMICHE (E3)

Ai fini della valutazione delle escursioni dei giunti e degli appoggi mobili si considera una variazione termica uniforme pari a ± 15 °C, incrementata del 50%, ovvero una variazione termica uniforme pari a ± 22.5 °C.

6.4 AZIONI VARIABILI VERTICALI (Q1)

6.4.1 Azioni da traffico ferroviario

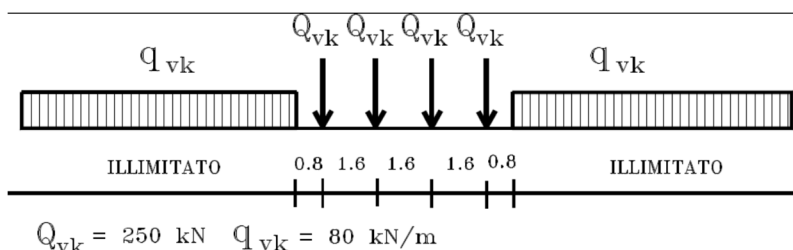
Sono stati considerati i modelli di carico di normativa (LM71; SW2/; SW/0). I valori caratteristici di tali carichi sono stati poi moltiplicati per i relativi coefficienti di adattamento " α ", desunti dalla seguente tabella (RFI DTC SICS MA IFS 001 B - Tabella 2.5.1.4.1-1)

| MODELLO CARICO | DI | COEFFICIENTE " α " |
|----------------|----|---------------------------|
| LM71 | | 1.1 |
| SW/0 | | 1.1 |
| SW/2 | | 1.0 |

Modello di carico LM71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante e, come mostrato nella figura seguente, risulta costituito da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.



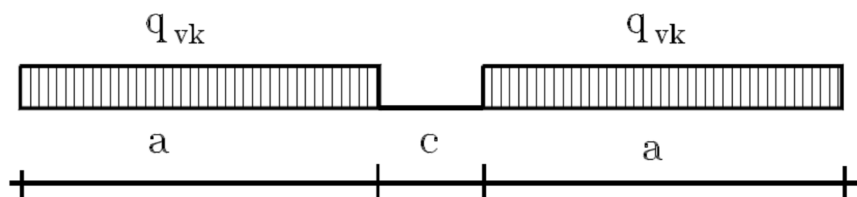
Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s . Tale eccentricità risulta pari a:

$$\pm s/18 = 0.08 \text{ m}$$

con scartamento $s = 1.435 \text{ m}$.

Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante. L'articolazione del carico è mostrata nella figura seguente e, per tale modello di carico sono considerate due distinte configurazioni, denominate SW/0 e SW/2.



| Tipo di Carico | q_{vk} [kN/m] | a [m] | c [m] |
|----------------|-----------------|---------|---------|
| SW/0 | 133 | 15,0 | 5,3 |
| SW/2 | 150 | 25,0 | 7,0 |

Poiché il treno di carico SW/0 è da utilizzarsi "solo per le travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71" nel seguito si fa riferimento al solo tipo SW/2.

Treno scarico (Q2)

E' rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 10.0 kN/m.

Ripartizione dei carichi

A vantaggio di sicurezza, si trascurano le ripartizioni dei carichi in direzione longitudinale e trasversale.

6.4.2 Carichi sui marciapiedi

Si utilizza un carico pari a 10 kN/m², sui due marciapiedi di larghezza pari a 1.30 m, con relative eccentricità rispetto all'asse impalcato. In accordo al punto 5.2.2.3.2, il carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari e viene quindi utilizzato per le verifiche locali della soletta di impalcato.

6.4.3 Effetti dinamici

Trattandosi di ponte con velocità di percorrenza non superiore a 200 Km/h con frequenza propria della struttura ricadente all'interno del prospetto indicato in figura 5.2.7 del D.M. 14/01/2008, si utilizzano i valori dei coefficienti dinamici definiti al paragrafo 5.2.2.3.3 D.M. 14/01/2008 per linee con ridotto standard manutentivo. Nel caso in esame il coefficiente è unitario poiché si sta studiando il comportamento di una spalla con snellezza $\lambda \leq 30$.

6.4.4 Contemporaneità dei treni sui binari

La contemporaneità dei treni sui due binari, con riferimento sia al traffico normale che a quello pesante, è stata considerata secondo lo schema in tabella.

| Numero di binari | Binari Carichi | Traffico Normale | Traffico Pesante |
|------------------|----------------|------------------|------------------|
| 2 | Primo | 1.0 x LM71 | 1.0 x SW2 |
| | Secondo | 1.0 x LM71 | 1.0 x LM71 |

6.5 AZIONI ORIZZONTALI DA TRAFFICO (Q1)

6.5.1 Forza centrifuga (Q4)

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l'estensione del tratto in curva. La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1.80 m al di sopra del P.F..

Le forze centrifughe sono valutate in accordo al par. 2.5.1.4.3.1 del "Manuale di progettazione delle opere civili parte II - sezione 2- ponti e strutture: RFI DTC SI PS MA IFS 001 B".

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determinerà in accordo con la seguente espressione:

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk})$$

dove:

- q_{tk} è il valore caratteristico della forza centrifuga, espresso in kN/m;
- q_{vk} è il valore caratteristico dei carichi verticali ferroviari, espresso in kN/m;

- V è la velocità di progetto, espressa in km/h;
- f è un fattore di riduzione;
- r è il raggio di curvatura, espresso in m.

$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad (5.2.10)$$

f è un fattore di riduzione dato in funzione della velocità V e della lunghezza L_f di binario carico.

In particolare per i modelli di carico previsti, in funzione della velocità massima della linea, vanno considerati i casi di calcolo riportati in tabella 2.5.1.4.3.1-1:

Nel caso in esame essendo V=200 km/h vanno considerati i seguenti casi di calcolo:

| Valore di α | Massima velocità della linea [Km/h] | Azione centrifuga basata su: | | | | traffico verticale associato |
|--------------------|-------------------------------------|------------------------------|----------|---|--|--|
| | | V | α | f | | |
| SW/2 | ≥ 100 | 100 | 1 | 1 | $1 \times 1 \times SW/2$ | $\Phi \times 1 \times SW/2$ |
| | < 100 | V | 1 | 1 | $1 \times 1 \times SW/2$ | |
| LM71 e SW/0 | > 120 | V | 1 | f | $1 \times f \times (LM71''+''SW/0)$ | $\Phi \times 1 \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$ |
| | | 120 | α | 1 | $\alpha \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$ | $\Phi \times \alpha \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$ |
| | ≤ 120 | V | α | 1 | $\alpha \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$ | |

Tab. 2.5.1.4.3.1-1 - Parametri per determinazione della forza centrifuga

In particolare per il treno LM71 andrà considerata la condizione più sfavorevole tra le due indicate in tabella.

In definitiva si ha quindi:

| | | | |
|---------|-------|------|---|
| V = | 200.0 | Km/h | Velocità di progetto |
| L_f = | 25 | m | lunghezza totale di binario da considerare caricata |
| r = | 2200 | m | Raggio di curvatura |

TRENO LM71

q_{vk} = 135.10 kN/m Carico Equivalente Tagliante LM71x1.1

Caso 1: $V \geq 120$ km/h

| | | | |
|------------|-------|------|---------------------|
| V = | 200.0 | Km/h | Velocità di calcolo |
| v = | 55.6 | m/s | |
| α = | 1.0 | - | |
| f = | 0.5 | - | |

$q_{vk,1} = 9.40 \text{ kN/m}$ Valore caratteristico forza centrifuga

Caso 2: $V = 120 \text{ km/h}$

$V = 120.0 \text{ Km/h}$ Velocità di calcolo
 $v = 33.3 \text{ m/s}$
 $\alpha = 1.1$ -
 $f = 1.0$ -

$q_{vk,2} = 6.96 \text{ kN/m}$ Valore caratteristico forza centrifuga

In definitiva:

$q_{vk,LM 71} = \max (q_{vk,1}; q_{vk,2}) = 9.40 \text{ kN/m}$

TRENO SW/2

$q_{vk} = 153.00 \text{ kN/m}$ Carico Equivalente Tagliante LM71x1.0

hp: $V \geq 100 \text{ km/h}$

$V = 100.0 \text{ Km/h}$ Velocità di calcolo
 $v = 27.8 \text{ m/s}$
 $\alpha = 1.0$ -
 $f = 1.0$ -

$q_{vk,sw/2} = 5.47 \text{ kN/m}$ Valore caratteristico forza centrifuga

6.5.2 Serpeggio (Q5)

L'azione laterale associata al serpeggio è definita al par. 1.4.3.2 delle Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari, che riprende il par. 5.2.2.4.2 del DM 14.1.2008, ed equivale ad una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario, del valore di 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per il coefficiente di adattamento α .

6.5.3 Frenatura / Avviamento (Q3)

I valori caratteristici da considerare, da moltiplicare per i coefficienti di adattamento a , sono:

Avviamento:

$Q_{1a,k} = 33 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 1000 \text{ KN}$ per modelli di carico LM71, SW/0, SW/2

Frenatura:

$Q_{1b,k} = 20 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 6000 \text{ KN}$ per modelli di carico LM71, SW/0

$Q_{1b,k} = 35 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]}$ per modelli di carico SW/2

Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura.

6.6 AZIONE DEL VENTO (Q6)

L'azione del vento è valutata in accordo alla normativa vigente NTC08 e secondo quanto riportato nelle istruzioni CNR-DT207/2008.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione ;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.

Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento q_b (N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove

v_b (T_R) = velocità di riferimento del vento (m/s) in corrispondenza del periodo di ritorno T_R

ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Il sito di riferimento "Puglia/Molise" ricade in zona 3 (figura 3.3.I_NTC 08) pertanto si ha:

Calcolo della pressione cinetica di riferimento (NTC 08)

| | | | |
|-------------------|--------------|-----------------|---|
| ZONA | 3 | | |
| $V_{b,o}$ = | 27.00 | m/s | Tabella 3.3.1 NTC 08 |
| a_o = | 500 | m/s | Tabella 3.3.1 NTC 08 |
| k_a = | 0.02 | 1/s | Tabella 3.3.1 NTC 08 |
| a_s (m) = | ≤ 500 | m | Altitudine slm sito di riferimento |
| v_b | 27 | m/s | Velocità di riferimento (par.3.3.2 NTC08) |
| r = | 1.25 | kg/m^3 | |
| T_r = | 75 | anni | Periodo di ritorno |
| α_R | 1.02 | - | Circolare 617-2009 (par 3.3.2) |
| v_b (T_R) = | 27.633 | m/s | Circolare 617-2009 (par 3.3.2) |
| q_b = | 456 | N/m^2 | Pressione cinetica di riferimento |
| q_b = | 0.456 | kN/m^2 | Pressione cinetica di riferimento |

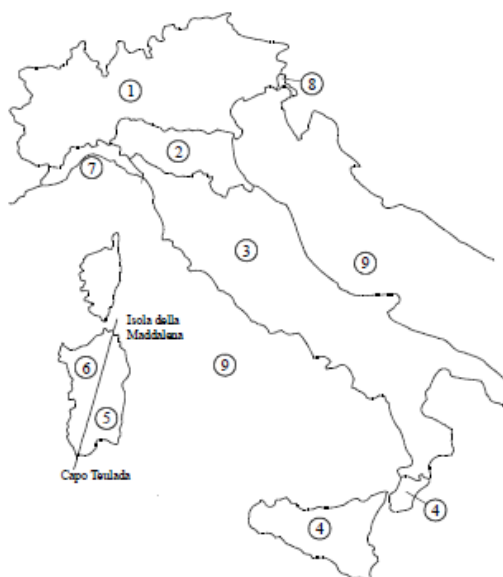


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Tabella 3.3.1 - 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 |

Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione (k_r , z_0 , z_{min}).

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

$$C_{\theta}(Z) = K_r^2 \cdot C_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) \left[7 + C_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } Z > Z_{min}$$

$$C_{\theta}(Z) = C_{\theta}(Z_{mm}) \quad \text{per } Z < Z_{min}$$

Dove k_r , z_0 e z_{min} sono definiti nella tabella seguente:

| Categoria di esposizione del sito | k_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Mentre Il coefficiente di topografia si assume pari a:

$C_t = 1.0$ (Circolare del D.M. 1996, paragrafo C.7.5. caso zona pianeggiante P.O.)

Per il sito in esame si considera la Classe di rugosità del terreno D (tab 3.3.III):

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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

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

Considerando come categoria di esposizione la categoria II (sito entro 10 km dalla costa):

Tabella 4 Definizione della categoria di esposizione

| | ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | |
|---|----------------|-------|-------|------|------|----|
| | costa | 10 km | 30 km | 500m | 750m | |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

Riassumendo:

Calcolo Coefficiente di Esposizione

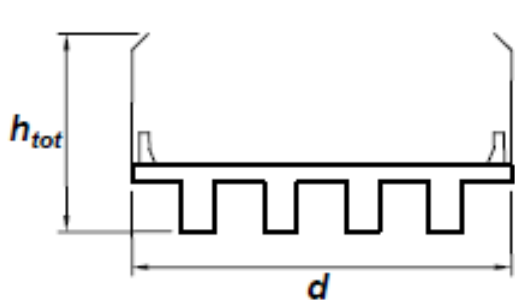
| | | |
|-----------------|-------------|---|
| Classe rugosità | D | tab. 3.3.III NTC 08 |
| Cat. Esp. | II | tab. 3.3.II NTC 08 |
| $k_r =$ | 0.19 | - tab. 3.3.II NTC 08 |
| $z_0 =$ | 0.05 | m tab. 3.3.II NTC 08 |
| $z_{min} =$ | 4.00 | m tab. 3.3.II NTC 08 |
| $h_1 =$ | 10.00 | m quota intradosso impalcato (cautelativamente si assume 10m) |
| $s =$ | 2.61 | m spessore impalcato |
| $h_2 =$ | 0.69 | m distanza estradosso impalcato-P.F. |
| $h_3 =$ | 4.50 | m altezza ingombro (cautelativamente si considera una barriera H4v) |
| $z =$ | 17.8 | m Altezza suolo del punto considerato |
| $c_e =$ | 2.73 | - Coefficiente di esposizione |

Coefficiente dinamico:

Il coefficiente dinamico è posto pari a $c_d = 1$, in accordo alle indicazioni di cui al DM 14.01.08.

Coefficiente di forma o coefficiente aerodinamico

Si assume che il vento agisca in direzione prevalentemente orizzontale, ortogonalmente all'asse dell'impalcato: esercita nel piano della sezione un sistema di azioni aerodinamiche per unità di lunghezza riconducibili ad una *forza parallela alla direzione del vento* " f_x ", a una *forza verticale* " f_y " e ad un *momento intorno alla linea d'asse* " m_z ". Tali azioni sono quantificate mediante una coppia di *coefficienti di forza* " c_{fx} " e " c_{fy} " e mediante un *coefficiente di momento* " c_{mz} ". Le azioni aerodinamiche f_x , f_y e m_z si considerano simultanee e combinate con isegni che producono gli effetti più onerosi. Nella valutazione di h_{tot} si considera cautelativamente la presenza di una barriera antirumore di tipo H4v anche nei casi ove non prevista in previsione di un eventuale futuro intervento di mitigazione acustica.



$$c_{fx} = \begin{cases} \frac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1,35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad (G.24a)$$

$$c_{fy} = \begin{cases} \pm \left(0,7 + 0,1 \frac{d}{h_{tot}} \right) & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \pm 1,2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad (G.24b)$$

$$c_{mz} = \pm 0,2 \quad (G.24c)$$

Nel caso in esame si ha:

Calcolo Coefficiente aerodinamico (CNR-DT 207/2008 par. G.11)

| | | | |
|--------------------------------------|-------|-------------------|--|
| $q_p = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_d =$ | 1.24 | kN/m ² | Pressione pareti sopravvento |
| $h_{tot} =$ | 7.8 | m | Altezza impalcato più sagoma |
| $d =$ | 13.70 | m | Larghezza impalcato |
| $d/h_{tot} =$ | 1.8 | - | |
| $C_{fx} =$ | 0.953 | - | Coeff. aerodinamico in direz. Trasversale all'impalcato |
| $C_{fy} =$ | 0.876 | - | Coeff. aerodinamico in direz. perpendicolare all'impalcato |
| $C_{mz} =$ | 0.2 | - | Coeff. aerodinamico per il momento in direzione dell'asse dell'impalcato |

In definitiva si ha:

PRESSIONI

| | | |
|-------------------------------|--------------------------------|--|
| $q_{px} = q_p \cdot c_{fx} =$ | 1.19 kN/m ² | Pressione in direz. Trasversale all'impalcato |
| $q_{py} = q_p \cdot c_{fy} =$ | 1.09 kN/m ² | Pressione in direz. Perpendicolare all'impalcato |
| $m_x = q_p \cdot c_{mz} =$ | 0.25 kNm/m ² | Pressione in direzione dell'asse dell'impalcato |

FORZE DISTRIBUITE

| | | |
|--------------------------------------|-------------|---|
| $f_x = q_p \cdot d \cdot c_{fx} =$ | 16.25 kN/m | Forza distribuita in direz. Trasversale all'impalcato |
| $f_y = q_p \cdot d \cdot c_{fy} =$ | 14.92 kN/m | Forza distribuita in direz. Perpendicolare all'impalcato |
| $m_x = q_p \cdot d^2 \cdot c_{mz} =$ | 46.70 kNm/m | Momento distribuito in direzione dell'asse dell'impalcato |

6.6.1 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

In accordo con quanto previsto nel “*MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI*” - RFI DTC SICS MA IFS 001 B, si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2008 relativo ai ponti ferroviari.

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento a due schemi, e deve essere utilizzato quello che meglio approssima la forma della pensilina, nel nostro caso la nostra pensilina si trova in una situazione intermedia tra le due descritte nello schema, pertanto calcoleremo il valore di pressione secondo entrambi gli schemi, ed applicheremo poi al modello di calcolo quello che induce una pressione maggiore:

Superfici verticali parallele al binario (5.2.2.7.1 – NTC2008):

Il valore dell'azione $\pm q_{1k}$ agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato in funzione della distanza a_g dal binario.

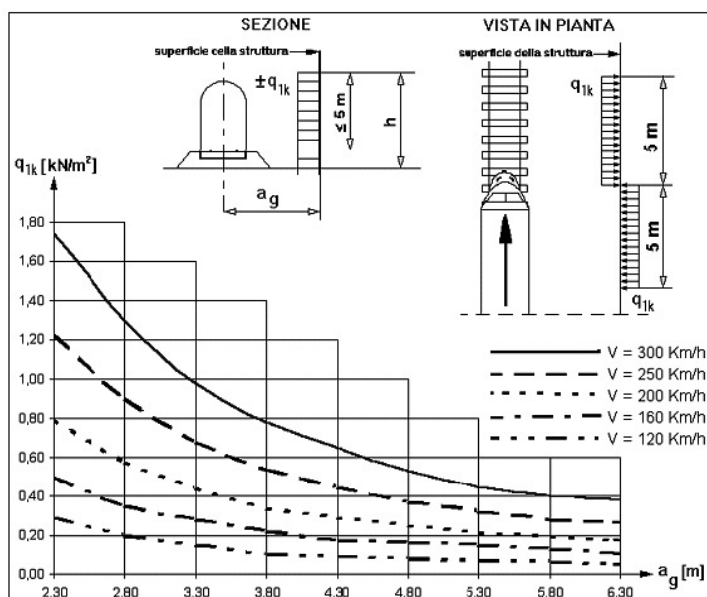


Figura 5.2.8 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

Figura 4 valori caratteristici delle azioni q_{1k} su superfici verticali e parallele al binario

VI14 – Ponte su canale pk 21+170 L=125m (ex VI09);
Relazione di calcolo Spalla S1

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|-----------|------|----------|
| LI02 | 02D78 | CL | VI1404001 | A | 21 di 59 |

Nel caso in esame si ha:

$$a_g = 4.3 \text{ m}$$

$$q_{1,k} = 0.30 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{HP: } V=200 \text{ km/h})$$

PRESCRIZIONE 5.2.3.3.2 DM 2008:

Occorre verificare che l'azione risultante dalla somma dell'azione del vento con le azioni aerodinamiche deve essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di 1,5 kN/m² sia nelle verifiche agli SLE (comb. Caratteristica) che nelle verifiche agli SLU. Nel caso in esame (160<V<200 km/h):

$$P_{\text{tot,RFI}} = q_{\text{px}} + q_{1,k} = 1.49 \text{ kN/mq}$$

Essendo $P_{\text{tot,RFI}} < 1.5 \text{ kN/mq}$ si assume nei calcoli:

$$q_{1,k} = 1.5 - q_{\text{px}} = 0.31 \text{ kN/m}^2$$

6.7 AZIONI SISMICHE (Q7)

Nel seguente paragrafo si riporta la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del D.M. 14 gennaio 2008 nonché la valutazione delle sollecitazioni di verifica e di dimensionamento dei vari elementi strutturali secondo il criterio della Gerarchia delle Resistenze.

L'opera in questione rientra in particolare nell'ambito del Progetto di Raddoppio della tratta Ferroviaria "Linea Pescara - Bari - Raddoppio Termoli - Lesina", che si sviluppa per circa 25Km, attraversando il territorio di diverse località tra cui Termoli(CB), Campomarino(CB), Campomarino – Santa Monica (CB), Marina di Chieuti / Chieuti (FG), Serracapriola- Loc.SS16 (FG).

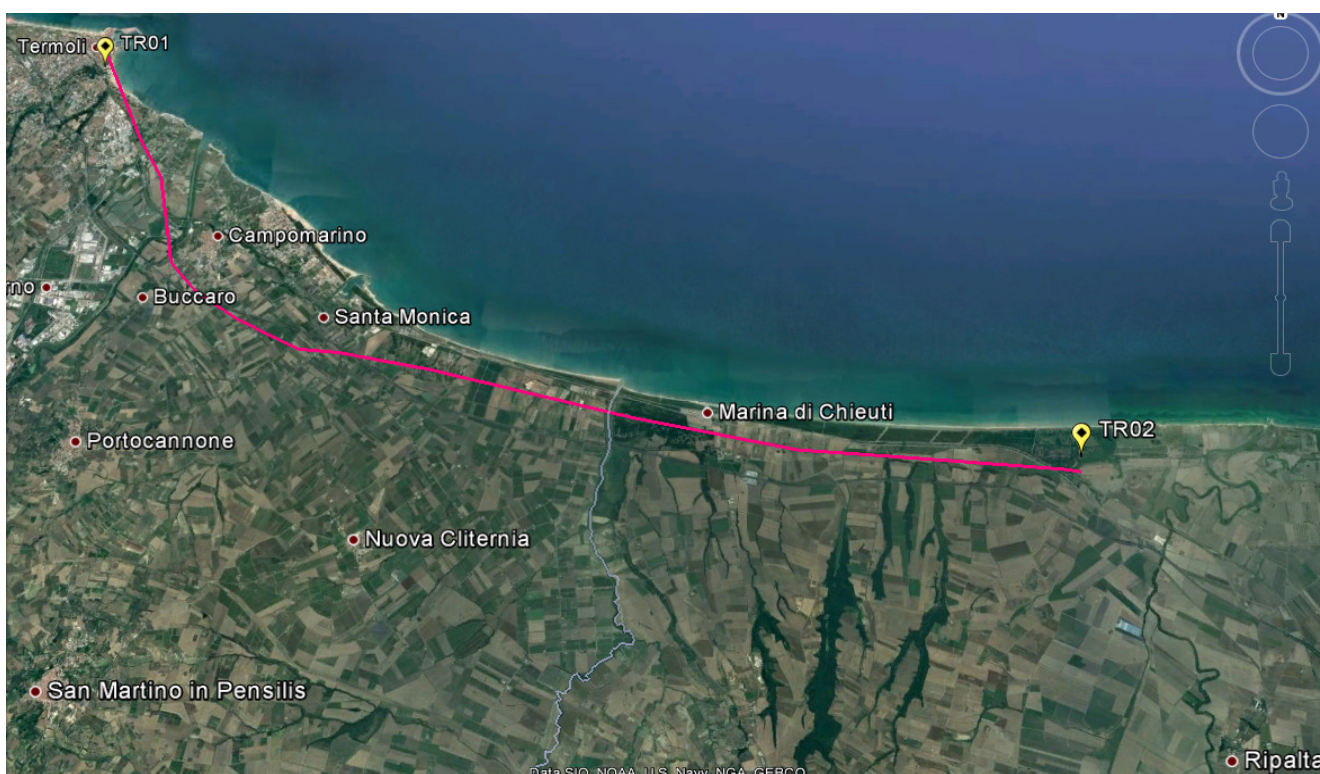


Figura 5 – Configurazione planimetrica tracciato

In considerazione della variabilità dei parametri di pericolosità sismica con la localizzazione geografica del sito, ed allo scopo di individuare dei tratti omogenei nell'ambito dei quali assumere costanti detti parametri, si è provveduto a suddividere il tracciato in quattro sottozone sismiche, a seguito di un esame generale del livello pericolosità sismica dell'area che evidenzia un graduale incremento dell'intensità sismica da nord verso sud; nella fattispecie le zone sismiche "omogenee" individuate, sono quelle di seguito elencate:

Tabella 5: Tabella di riepilogo località di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche per il progetto delle opere

| Progr. Inizio | Progr. Fine | Località di Riferimento Azioni Sismiche | Zona sismica Locale |
|---------------|-------------|---|---------------------|
| 0 | 5.250,00 | Campomarino(CB) | S1 |
| 5.250,00 | 10.000,00 | Campomarino - Santa Monica (CB) | S2 |
| 10.000,00 | 18.650,00 | Marina di Chieuti /Chieuti (FG) | S3 |
| 18.650,00 | 24.200,00 | Serracapriola- Loc.SS16 (FG) | S4 |

| | | | | | | |
|--|---|-------------------------|-----------------------|----------------|------------------------|-----------|
|  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA | | | | | |
| | VI14 – Ponte su canale pk 21+170 L=125m (ex VI09): Relazione di calcolo Spalla S1 | COMMESSA LI02 | LOTTO 02D78 | CODIFICA CL | DOCUMENTO VI1404001 | REV. A |

Con riferimento alla normativa vigente (NTC 2008), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica 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 (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2008, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4 del D.M. 2008.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- 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.

Nei paragrafi seguenti è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica per la zona sismica di riferimento in cui ricade l’opera.

6.7.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 B.

Tabella 6 Vita Nominale in funzione del tipo di costruzione

| TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾ | Vita Nominale [V_N] ⁽¹⁾ |
|---|---|
| OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h) | 50 |
| ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' ($V < 250$ km/h) | 75 |
| ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' ($V \geq 250$ Km/h) | 100 |
| OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m | ≥ 100 ⁽²⁾ |

(1) - La medesima V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI.

Tenendo conto delle indicazioni precedenti le strutture di progetto avranno vita nominale $V_N = 75$.



LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

VI14 – Ponte su canale pk 21+170 L=125m (ex VI09);
Relazione di calcolo Spalla S1

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|-----------|------|----------|
| LI02 | 02D78 | CL | VI1404001 | A | 24 di 59 |

6.7.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- **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.

Per la definizione della Classe di uso da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria esistente si rimanda al "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI" - RFI DTC SI PS MA IFS 001 B.

Tabella 7 Classe d'uso Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione per l'infrastruttura ferroviaria

| TIPO DI COSTRUZIONE | Classe d'uso | Coefficiente d'uso [CU] |
|--|--------------|-------------------------|
| GRANDI STAZIONI | C IV | 2,0 |
| OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA | C III | 1,5 |
| ALTRE OPERE D'ARTE | C II | 1,0 |

Facendo riferimento all'Allegato 5 della specifica alla pagina 151 del "MANUALE DI PROGETTAZIONE DI PONTI E STRUTTURE" - RFI DTC SICS MA IFS 001 B si ricade in classe d'uso tipo **Classe III con coefficiente d'uso CU=1,5**.

| | | | | | | |
|--|---|-------------------------|-----------------------|----------------|------------------------|-----------|
|  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA | | | | | |
| | VI14 – Ponte su canale pk 21+170 L=125m (ex VI09): Relazione di calcolo Spalla S1 | COMMESSA L102 | LOTTO 02D78 | CODIFICA CL | DOCUMENTO VI1404001 | REV. A |

6.7.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :
 $V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.50 = 112.5$ anni (periodo di riferimento).

6.7.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{V_R} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = - \frac{C_u \cdot V_s}{\ln(1 - P_{V_s})}$$

da cui si ottiene la seguente Tabella:

Tabella 8 Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

| | STATO LIMITE | probabilità di superamento P_{V_R} | Valori in anni del periodo di ritorno T_R |
|------------|--|--------------------------------------|---|
| | SLO - Stato Limite di Operatività | 81% | 68 |
| SLE | SLD - Stato Limite di Danno | 63% | 113 |
| | SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita | 10% | 1068 |
| SLU | SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso | 5% | 2193 |

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 1068$ anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 75$;
- periodo di riferimento pari a $V_R = 112.5$;
- il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 1068$ anni.

6.7.5 Caratterizzazione sismica del terreno

Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2008.

Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2008 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle Tab.18 e 19 che sono riportate di seguito:

Tabella 9 Tabella delle espressioni per S_S e C_C

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

| Categoria sottosuolo | S_S | C_C |
|----------------------|---|------------------------------|
| A | 1,00 | 1,00 |
| B | $1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$ | $1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$ |
| C | $1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$ | $1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$ |
| D | $0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$ | $1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$ |
| E | $1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$ | $1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$ |

Tabella 10 Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

| Categoria topografica | Ubicazione dell'opera o dell'intervento | S_T |
|-----------------------|--|-------|
| T1 | - | 1,0 |
| T2 | In corrispondenza della sommità del pendio | 1,2 |
| T3 | In corrispondenza della cresta del rilievo | 1,2 |
| T4 | In corrispondenza della cresta del rilievo | 1,4 |

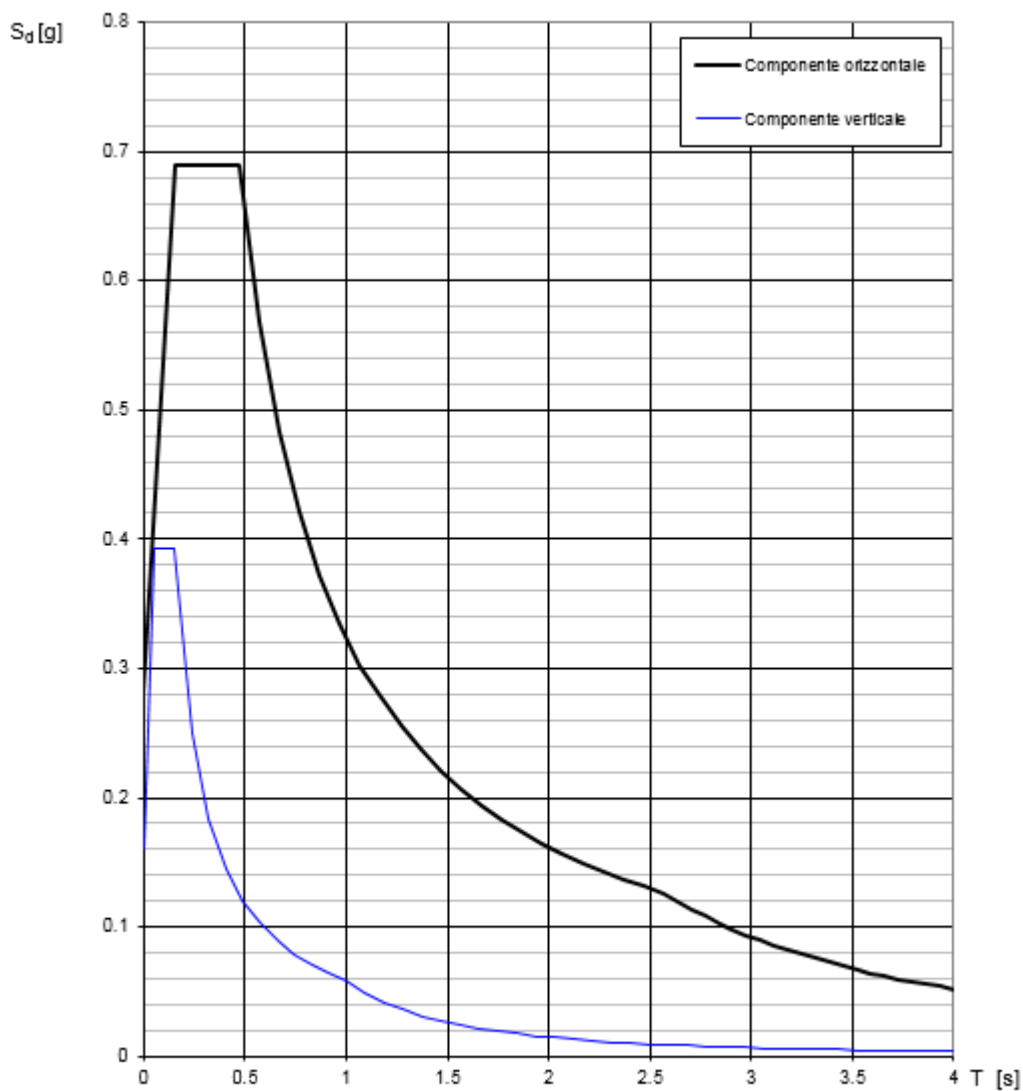
6.7.6 Parametri sismici di calcolo e spettro elastico di risposta

L'opera in questione rientra nella zona sismica denominata S4 di cui nel seguito si riportano i parametri sismici di calcolo e lo spettro elastico di risposta:

Tabella 11: Parametri sismici di calcolo

| | |
|-----------------------------|-------------------------|
| ZONA SISMICA | S4 |
| LATITUDINE | 41.909 |
| LONGITUDINE | 15.246 |
| COMUNE | Serracapriola- Loc.SS16 |
| PROVINCIA | FOGGIA |
| STATO LIMITE | SLV |
| CATEGORIA DI SOTTOSUOLO | B |
| CATEGORIA TOPOGRAFICA | T1 |
| VITA NOMINALE V_N | 75 |
| CLASSE D'USO | C III |
| COEFFICIENTE D'USO C_U | 1.5 |
| VITA DI RIFERIMENTO V_R | 112.5 |
| a_g [g] | 0.242 |
| F_o | 2.452 |
| T_c^* [s] | 0.346 |
| S_s | 1.163 |
| C_c | 1.360 |
| S_T | 1.000 |
| PARAMETRI DIPENDENTI | |
| S | 1.163 |
| T_B | 0.157 |
| T_C | 0.471 |
| T_D | 2.568 |

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



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Figura 6 - Spettri di risposta elastici (componente orizzontale e verticale)

In accordo con le prescrizioni normative, lo spettro di risposta elastico è stato considerato solo ai fini della valutazione delle azioni in fondazione e per la valutazione delle azioni sugli apparecchi di appoggio.

6.7.7 Spettri di risposta di progetto

In accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 3.2.3.5, ai fini del progetto o della verifica delle strutture, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche. Tale riduzione tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico con le ordinate ridotte sostituendo, nelle espressioni che lo definiscono il termine η con il termine $1/q$, dove q è il cosiddetto fattore di struttura. In ogni caso bisogna assumere $S_d(T) \geq 0.2a_g$.

Il fattore di struttura è definito come (NTC – 7.3.1):

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

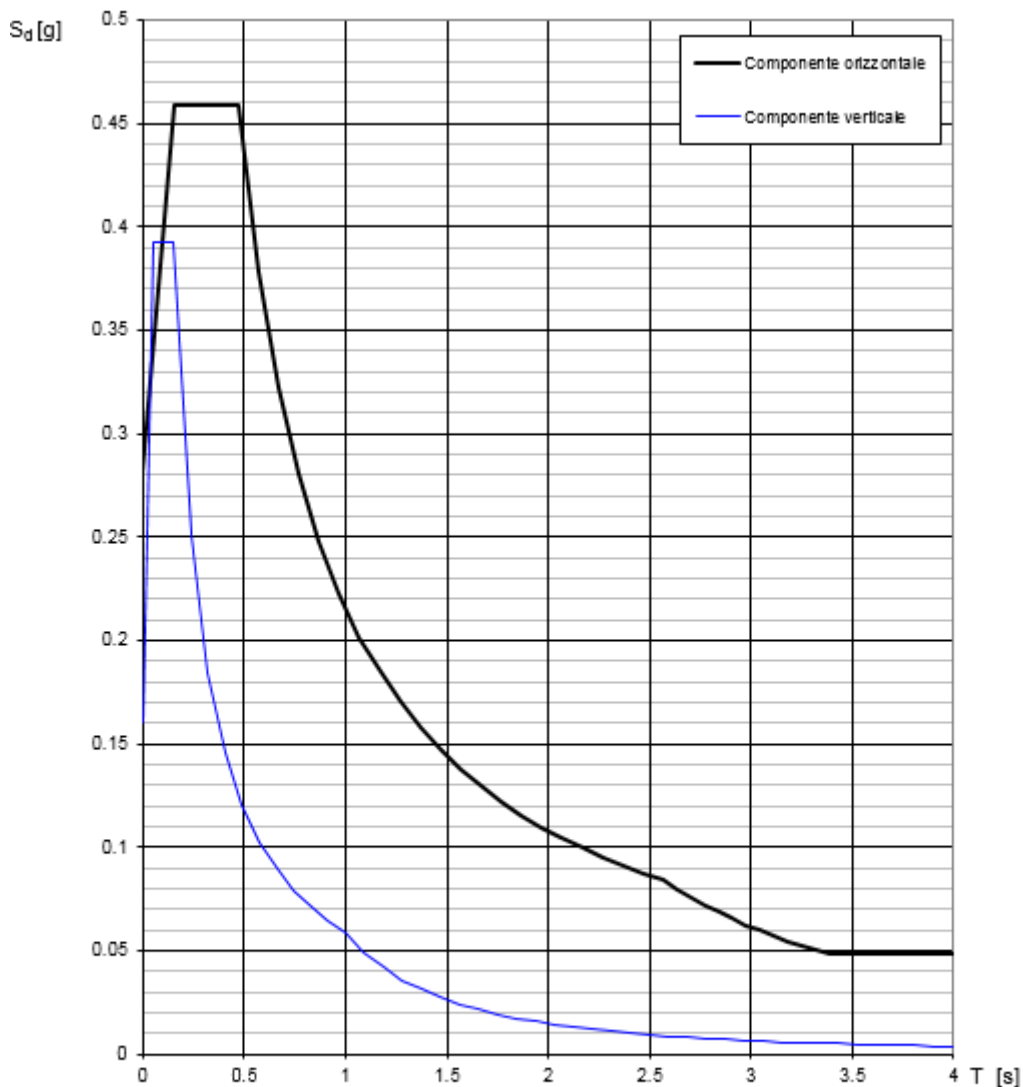
- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_w/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Nel caso di pile da ponte in c.a. in **classe di duttilità "B" (CD "B")**, in accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 7.9.2.1 (Tabella 7.9.I), il valore di q_0 è pari ad 1.5 mentre il valore di K_R è pari ad 1, per cui, in definitiva, per le componenti orizzontali dell'azione sismica si adotta:

$$q = 1.5$$

Per la componente verticale, il fattore di struttura per i ponti è unitario ($q = 1$), quindi si utilizza lo spettro elastico.

L'utilizzo di uno spettro di risposta di progetto ($q > 1$) implica il rispetto di quelli che sono i requisiti normativi della **gerarchia delle resistenze**, descritti nello specifico nei paragrafi relativi al calcolo e alla verifica dei singoli elementi strutturali.



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Figura 7 - Spettri di risposta di progetto (componente orizzontale e verticale)

6.8 RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI (Q8)

Gli effetti dell'attrito sono valutati associando, in corrispondenza degli appoggi scorrevoli, alle reazioni verticali dovute a carichi permanenti (V_G) e quelle dovute a carichi accidentali (V_Q) le seguenti forze orizzontali in direzione longitudinale:

Spalle: $F_h = f(V_G + V_Q)$

Pile: $F_h = f(0.2 V_G + V_Q)$

dove f = coefficiente di attrito = 3%.

6.9 GRUPPI DI CARICO

Per la determinazione degli effetti delle azioni da traffico si fa riferimento ai gruppi di carico da 1 a 4 secondo la tabella riportata di seguito.

| TIPO DI CARICO | Azioni verticali | | Azioni orizzontali | | | Commenti |
|----------------|----------------------|---------------|------------------------|----------------|----------------|-------------------------------------|
| | Carico verticale (1) | Treno scarico | Frenatura e avviamento | Centrifuga | Serpeggio | |
| Gruppo 1 (2) | 1,00 | - | 0,5 (0,0) | 1,0 (0,0) | 1,0 (0,0) | massima azione verticale e laterale |
| Gruppo 2 (2) | - | 1,00 | 0,00 | 1,0 (0,0) | 1,0(0,0) | stabilità laterale |
| Gruppo 3 (2) | 1,0 (0,5) | - | 1,00 | 0,5 (0,0) | 0,5 (0,0) | massima azione longitudinale |
| Gruppo 4 | 0,8 (0,6; 0,4) | - | 0,8 (0,6; 0,4) | 0,8 (0,6; 0,4) | 0,8 (0,6; 0,4) | fessurazione |

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc.)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Nel caso in esame, le azioni agenti sull'impalcato sono state combinate secondo i gruppi 1 e 3 che comportano le maggiori sollecitazioni per le strutture in elevazione e in fondazione.

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza γ_i e i coefficienti di combinazione ψ_i di seguito riportati

| | | Coefficiente | EQU ⁽¹⁾ | A1 STR | A2 GEO | Combinazione eccezionale | Combinazione Sismica |
|---|-------------|---------------|---------------------|---------------------|--------|--------------------------|----------------------|
| Carichi permanenti | favorevoli | γ_{G1} | 0,90 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,10 | 1,35 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾ | favorevoli | γ_{G2} | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 | 1,00 | 1,00 |
| Ballast ⁽³⁾ | favorevoli | γ_B | 0,90 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 | 1,00 | 1,00 |
| Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾ | favorevoli | γ_Q | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,45 | 1,45 | 1,25 | 0,20 ⁽⁵⁾ | 0,20 ⁽⁵⁾ |
| Carichi variabili | favorevoli | γ_{Qi} | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 | 1,00 | 0,00 |
| Precompressione | favorevole | γ_P | 0,90 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevole | | 1,00 ⁽⁶⁾ | 1,00 ⁽⁷⁾ | 1,00 | 1,00 | 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⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

| Azioni | | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|----------------------------|---|---------------------|---------------------|----------|
| Azioni singole da traffico | Carico sul rilevato a tergo delle spalle | 0,80 | 0,50 | 0,0 |
| | Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli | 0,80 | 0,50 | 0,0 |
| Gruppi di carico | gr1 | 0,80 ⁽²⁾ | 0,80 ⁽¹⁾ | 0,0 |
| | gr2 | 0,80 ⁽²⁾ | 0,80 ⁽¹⁾ | - |
| | gr3 | 0,80 ⁽²⁾ | 0,80 ⁽¹⁾ | 0,0 |
| | gr4 | 1,00 | 1,00 ⁽¹⁾ | 0,0 |
| Azioni del vento | F_{Wk} | 0,60 | 0,50 | 0,0 |
| Azioni da neve | in fase di esecuzione | 0,80 | 0,0 | 0,0 |
| | SLU e SLE | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Azioni termiche | T_k | 0,60 | 0,60 | 0,50 |

Le condizioni di carico utilizzate per le verifiche delle sottostrutture sono riportate nella tabella seguente:

| | |
|---------------------|--|
| G1 | Carichi permanenti strutturali |
| G2,1 | Carichi permanenti non strutturali (Ballast e armamento) |
| G2,2 | Carichi permanenti non strutturali (Velette) |
| G2,3 | Carichi permanenti non strutturali (Paraballast, canalette e impianti) |
| G2,4 | Carichi permanenti non strutturali (Barriere antirumore) |
| Q3,a B1-SW2 | Azione di avviamento per treno SW/2 su binario 1 |
| Q3,a B1-LM71 | Azione di avviamento per treno LM71 su binario 1 |
| Q3,a B2-LM71 | Azione di avviamento per treno LM71 su binario 2 |
| Q3,f B1-SW2 | Azione di frenatura per treno SW/2 su binario 1 |
| Q3,f B1-LM71 | Azione di frenatura per treno LM71 su binario 1 |
| Q3,f B2-LM71 | Azione di frenatura per treno LM71 su binario 2 |
| Q4 B1-SW2 | Azione centrifuga per treno SW/2 su binario 1 |
| Q4 B1-LM71 | Azione centrifuga per treno LM71 su binario 1 |
| Q4 B2-LM71 | Azione centrifuga per treno LM71 su binario 2 |
| Q5 B1-SW2 | Azione di serpeggio per treno SW/2 su binario 1 |
| Q5 B1-LM71 | Azione di serpeggio per treno LM71 su binario 1 |
| Q5 B2-LM71 | Azione di serpeggio per treno LM71 su binario 2 |
| Q6 | Azione del vento |
| LM71_B1 | Carico verticale per treno LM71 su binario 1 |
| LM71_B2 | Carico verticale per treno LM71 su binario 2 |
| SW2_B1 | Carico verticale per treno SW/2 su binario 1 |
| Attrito Gk | Resistenze parassite dei vincoli (aliquota dovuta ai carichi permanenti) |
| Attrito Qk | Resistenze parassite dei vincoli (aliquota dovuta ai carichi variabili) |

Tabella 12 – Condizioni di carico

A partire dalle singole condizioni di carico sono ottenute le combinazioni di carico previste dalla normativa e riportate alla pagina successiva. Al fine di massimizzare le azioni agenti sulle sottostrutture, per ogni stato limite (ad eccezione delle combinazioni sismiche e di esercizio quasi permanenti in cui sono assenti i carichi ferroviari) si identificano 8 diverse combinazioni di carico in quanto per i gruppi di carico 1 e 3 sono stati considerate:

- condizioni di traffico normale (modello di carico LM71 su binario 1 e 2) su entrambe le campate;
- condizioni di traffico pesante (SW/2 su binario 1, LM71 su binario 2) su entrambe le campate;
- condizioni di traffico pesante con un solo binario carico (SW/2 su binario 1) su entrambe le campate;
- condizioni di traffico pesante (SW/2 su binario 1, LM71 su binario 2) solo sulla campata lato appoggi fissi.

In accordo con la Tabella 5.1.V del D.M. 14/01/2008, le combinazioni allo SLU sono state duplicate considerando sia il possibile effetto sfavorevole che quello favorevole dei carichi permanenti strutturali e non. Nel secondo caso si sono quindi assunti valori unitari per i coefficienti γ_{Gk} .

V114 – Ponte su canale pk 21+170 L=125m (ex VI09): Relazione di calcolo Spalla S1

| | | | | | |
|-------------|--------------|----------|-----------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| LI02 | 02D78 | CL | VI1404001 | A | 34 di 59 |

| Combo | Gruppo | Traffico | G1 | G2,1 | G2,2 | G2,3 | G2,4 | Q3,a B1-SW2 | Q3,a B1-LM71 | Q3,a B2-LM71 | Q3,f B1-SW2 | Q3,f B1-LM71 | Q3,f B2-LM71 | Q4 B1-SW2 | Q4 B1-LM71 | Q4 B2-LM71 | Q5 B1-SW2 | Q5 B1-LM71 | Q5 B2-LM71 | Q6 | LM71_B1 | LM71_B2 | SW2_B1 | Attrito G | Attrito q |
|----------------------------|--------|-----------|------|------|------|------|------|-------------|--------------|--------------|-------------|--------------|--------------|-----------|------------|------------|-----------|------------|------------|-----|---------|---------|--------|-----------|-----------|
| SLU-Gr.1(N) | Gr.1 | (N) | 1.35 | 1.5 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 0.725 | 0 | 0 | 0 | 0.725 | 0 | 1.45 | 1.45 | 0 | 1.45 | 1.45 | 0.9 | 1.45 | 1.45 | 0 | -1.35 | -1.45 |
| SLU-Gr.3(N) | Gr.3 | (N) | 1.35 | 1.5 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 1.45 | 0 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 0.725 | 0.725 | 0 | 0.725 | 0.725 | 0.9 | 1.45 | 1.45 | 0 | -1.35 | -1.45 |
| SLU-Gr.1(P) | Gr.1 | (P) | 1.35 | 1.5 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 0 | 0.725 | 0.725 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 1.45 | 1.45 | 0 | 1.45 | 0.9 | 0 | 1.45 | 1.45 | -1.35 | -1.45 |
| SLU-Gr.3(P) | Gr.3 | (P) | 1.35 | 1.5 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 0 | 1.45 | 1.45 | 0 | 0 | 0.725 | 0 | 0.725 | 0.725 | 0 | 0.725 | 0.9 | 0 | 1.45 | 1.45 | -1.35 | -1.45 |
| SLU-Gr.1-1SW/2 | Gr.1 | 1SW/2 | 1.35 | 1.5 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0.725 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 0 | 0.9 | 0 | 0 | 1.45 | -1.35 | -0.725 |
| SLU-Gr.3-1SW/2 | Gr.3 | 1SW/2 | 1.35 | 1.5 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 0 | 0.725 | 0 | 0 | 0.725 | 0 | 0 | 0.9 | 0 | 0 | 1.45 | -1.35 | -0.725 |
| SLU-Gr.1-MaxML (P) | Gr.1 | MaxML (P) | 1.35 | 1.5 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 0 | 0.725 | 0.725 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 1.45 | 1.45 | 0 | 1.45 | 0.9 | 0 | 1.45 | 1.45 | -1.35 | -0.725 |
| SLU-Gr.3-MaxML (P) | Gr.3 | MaxML (P) | 1.35 | 1.5 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 0 | 1.45 | 1.45 | 0 | 0 | 0.725 | 0 | 0.725 | 0.725 | 0 | 0.725 | 0.9 | 0 | 1.45 | 1.45 | -1.35 | -0.725 |
| SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00 | Gr.1 | (N) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0.725 | 0 | 0 | 0 | 0.725 | 0 | 1.45 | 1.45 | 0 | 1.45 | 1.45 | 0.9 | 1.45 | 1.45 | 0 | -1 | -1.45 |
| SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00 | Gr.3 | (N) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 1.45 | 0 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 0.725 | 0.725 | 0 | 0.725 | 0.725 | 0.9 | 1.45 | 1.45 | 0 | -1 | -1.45 |
| SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00 | Gr.1 | (P) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0.725 | 0.725 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 1.45 | 1.45 | 0 | 1.45 | 0.9 | 0 | 1.45 | 1.45 | -1 | -1.45 |
| SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00 | Gr.3 | (P) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 1.45 | 1.45 | 0 | 0 | 0.725 | 0 | 0.725 | 0.725 | 0 | 0.725 | 0.9 | 0 | 1.45 | 1.45 | -1 | -1.45 |
| SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00 | Gr.1 | 1SW/2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0.725 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 0 | 0.9 | 0 | 0 | 1.45 | -1 | -0.725 |
| SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00 | Gr.3 | 1SW/2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 0 | 0.725 | 0 | 0 | 0.725 | 0 | 0 | 0.9 | 0 | 0 | 1.45 | -1 | -0.725 |
| SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00 | Gr.1 | MaxML (P) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0.725 | 0.725 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 1.45 | 1.45 | 0 | 1.45 | 0.9 | 0 | 1.45 | 1.45 | -1 | -1.45 |
| SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00 | Gr.3 | MaxML (P) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 1.45 | 1.45 | 0 | 0 | 0.725 | 0 | 0.725 | 0.725 | 0 | 0.725 | 0.9 | 0 | 1.45 | 1.45 | -1 | -1.45 |
| SLV-EL+0.3ET | \ | \ | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | -1 | 0 |
| SLV-0.3EL+ET | \ | \ | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | -1 | 0 |
| SLE-C-Gr.1(N) | Gr.1 | (N) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0.5 | 0 | 0 | 0 | 0.5 | 0 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 0.6 | 1 | 1 | 0 | -1 | -1 |
| SLE-C-Gr.3(N) | Gr.3 | (N) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0.5 | 0.5 | 0 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 1 | 1 | 0 | -1 | -1 |
| SLE-C-Gr.1(P) | Gr.1 | (P) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0.5 | 0.5 | 0 | 0 | 1 | 0 | 1 | 1 | 0 | 1 | 0.6 | 0 | 1 | 1 | -1 | -1 |
| SLE-C-Gr.3(P) | Gr.3 | (P) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0.5 | 0 | 0.5 | 0.5 | 0 | 0.5 | 0.6 | 0 | 1 | 1 | -1 | -1 |
| SLE-C-Gr.1-1SW/2 | Gr.1 | 1SW/2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0.5 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0.6 | 0 | 0 | 1 | -1 | -0.5 |
| SLE-C-Gr.3-1SW/2 | Gr.3 | 1SW/2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0.5 | 0 | 0 | 0.5 | 0 | 0 | 0.6 | 0 | 0 | 1 | -1 | -0.5 |
| SLE-C-Gr.1-MaxML (P) | Gr.1 | MaxML (P) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0.5 | 0.5 | 0 | 0 | 1 | 0 | 1 | 1 | 0 | 1 | 0.6 | 0 | 1 | 1 | -1 | -1 |
| SLE-C-Gr.3-MaxML (P) | Gr.3 | MaxML (P) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0.5 | 0 | 0.5 | 0.5 | 0 | 0.5 | 0.6 | 0 | 1 | 1 | -1 | -1 |
| SLE-F-Gr.1(N) | Gr.1 | (N) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0.4 | 0 | 0 | 0 | 0.4 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0 | -1 | -0.8 |
| SLE-F-Gr.3(N) | Gr.3 | (N) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0.8 | 0 | 0 | 0 | 0.8 | 0 | 0.4 | 0.4 | 0 | 0.4 | 0.4 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0 | -1 | -0.8 |
| SLE-F-Gr.1(P) | Gr.1 | (P) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0.4 | 0.4 | 0 | 0 | 0.8 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0 | 0.8 | 0 | 0 | 0.8 | 0.8 | -1 | -0.8 |
| SLE-F-Gr.3(P) | Gr.3 | (P) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0 | 0 | 0.4 | 0 | 0.4 | 0.4 | 0 | 0.4 | 0 | 0 | 0.8 | 0.8 | -1 | -0.8 |
| SLE-F-Gr.1-1SW/2 | Gr.1 | 1SW/2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0.4 | 0 | 0 | 0.8 | 0 | 0 | 0.8 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.8 | -1 | -0.4 |
| SLE-F-Gr.3-1SW/2 | Gr.3 | 1SW/2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0.8 | 0 | 0 | 0.4 | 0 | 0 | 0.4 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.8 | -1 | -0.4 |
| SLE-F-Gr.1-MaxML (P) | Gr.1 | MaxML (P) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0.4 | 0.4 | 0 | 0 | 0.8 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0 | 0.8 | 0 | 0 | 0.8 | 0.8 | -1 | -0.8 |
| SLE-F-Gr.3-MaxML (P) | Gr.3 | MaxML (P) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0 | 0 | 0.4 | 0 | 0.4 | 0.4 | 0 | 0.4 | 0 | 0 | 0.8 | 0.8 | -1 | -0.8 |
| SLE-QP | \ | \ | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Tabella 13 – Combinazioni di carico

8 CRITERI DI VERIFICA

Nelle pagine che seguono si riportano le verifiche strutturali previste dalla Normativa di riferimento allo SLU e allo SLE.

8.1 VERIFICA AGLI SLU: PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (CS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

8.1.1 Verifica a pressoflessione

Le verifiche flessionali allo SLU sono state eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge σ - ϵ del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con $\epsilon_{c2}=0,2\%$ ed $\epsilon_{cu}=0,35\%$.

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente elastico finito con $\epsilon_{cu}=1,0\%$.

8.1.2 Verifica a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$, resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- $V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento
- $V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$, valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ con d in mm
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$
- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo
- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
- $k_1 = 0,15$
- $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- $v = 0,5$ per calcestruzzi fino a C70/85
- $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio
- s è il passo delle staffe
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- $v_1 = v$ è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
- α_{cw} è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

8.2 VERIFICA AGLI SLE: LIMITAZIONE DELLE TENSIONI E FESSURAZIONE

Il controllo delle tensioni nei materiali viene effettuato supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare.

8.2.1 Verifica di fessurazione

In accordo con quanto riportato al paragrafo 5.1, si adotta il limite $w_1 = 0.2$ mm per tutti gli elementi strutturali analizzati nella presente relazione.

| | | | | | | |
|--|---|-------------------------|-----------------------|----------------|------------------------|-----------|
|  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA | | | | | |
| | V114 – Ponte su canale pk 21+170 L=125m (ex VI09); Relazione di calcolo Spalla S1 | COMMESSA L102 | LOTTO 02D78 | CODIFICA CL | DOCUMENTO V11404001 | REV. A |

8.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

In accordo con la normativa ferroviaria, che pone limiti tensionali più severi rispetto a quanto prescritto dal “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”, la massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara).

9 MODELLO DI CALCOLO

Le sollecitazioni globali che le spalle ricevono dall'impalcato, sono ottenute dai modelli di calcolo globali implementati in Midas Civil 2016. A tali sollecitazioni sono aggiunti i pesi propri degli elementi strutturali, del terreno di riempimento della spalla, le spinte del terreno di rilevato e, in condizioni sismiche, le masse.

Il modello della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo preparato ad hoc.

Vengono schematizzate ed analizzate le singole parti della struttura, a partire dal muro paraghiaia, muro frontale e muri laterali che vengono modellati come delle mensole incastrate alla base.

Il solettone di fondazione viene considerato una piastra rigida su pali.

Per il terreno di riempimento si considera lo standard per rilevati ferroviari e si assegnano le seguenti caratteristiche meccaniche:

| Parametri Geotecnici | | |
|----------------------|---------|-------|
| γ | ϕ' | c' |
| [kN/m ³] | [°] | [kPa] |
| 20 | 38 | 0 |

Tabella 14 – Parametri geotecnici terreno di riempimento

9.1 CONDIZIONI STATICHE

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali della spalla sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a:

$$S = \frac{1}{2} \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale spinta è applicata ad 1/3 dal basso.

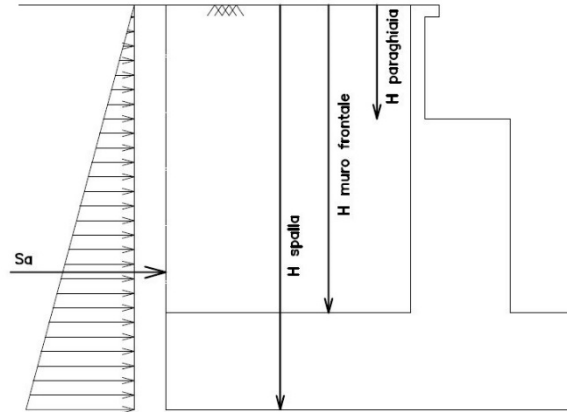


Figura 8: Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

Si deve notare che essendo presente una fondazione su pali si ipotizza che la spalla sia impedita di traslare rispetto al terreno. La spinta sia in condizioni di esercizio che in condizioni sismiche viene calcolata con il coefficiente di spinta in quiete k_0 .

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante sulla spalla e a tergo di essa, si considera un carico uniformemente distribuito di lunghezza indefinita con valore pari a $q=52.08 \text{ KN/m}^2$ (treno di carico LM71 diffuso in direzione trasversale su una lunghezza di 3 m: 250/1.6/3) non amplificato per il coefficiente dinamico. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a:

$$S = k_0 \cdot q \cdot H$$

con il punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

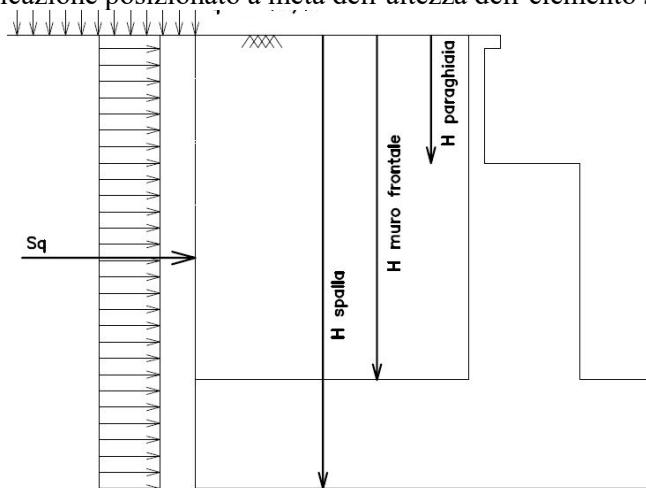


Figura 9: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

9.2 CONDIZIONI SISMICHE

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovraspinta sismica viene calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro pari a:

$$\Delta S_{ae} = k_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

da applicare ad una quota pari ad H/2 del muro.

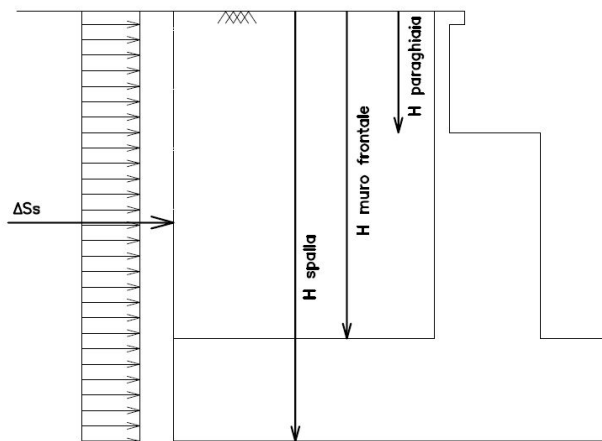


Figura 10: Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

In fase sismica si devono, inoltre, considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in calcestruzzo e del rinterro compreso tra i muri andatori. Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari a:

$$- F_h = k_h \cdot W \text{ e } F_v = k_v \cdot W$$

dove i coefficienti k_h e k_v sono calcolati come esposto al paragrafo 7.11.6 delle NTC08 risultando pari a:

$$- k_h = \beta_m \cdot (a_{max}/g)$$

$$- k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

in cui risulta $a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$.

Il coefficiente β_m è stato considerato unitario, non essendo la spalla libera di traslare rispetto al terreno.

Eccentricità trasversali appoggi

| | | |
|-----|--------|------------|
| eT1 | -3.6 m | Appoggio 1 |
| eT2 | -1.2 m | Appoggio 2 |
| eT3 | +1.2 m | Appoggio 3 |
| eT4 | +3.6 m | Appoggio 4 |

| | | | | | | |
|--|---|-------------------------|-----------------------|----------------|------------------------|-----------|
|  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA | | | | | |
| | V114 – Ponte su canale pk 21+170 L=125m (ex VI09): Relazione di calcolo Spalla S1 | COMMESSA L102 | LOTTO 02D78 | CODIFICA CL | DOCUMENTO V11404001 | REV. A |

10 VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE S01

Il modello a mensola utilizzato per il calcolo e la verifica dell'elevazione delle spalle è quello descritto nel paragrafo 9. Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dal modello telaio del viadotto sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Nelle tabelle riportate nei successivi paragrafi, i valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati agli apparecchi di appoggio di estremità sono indicati con:

- T_L = risultante delle azioni orizzontali dirette lungo l'asse longitudinale dell'impalcato (taglio longitudinale);
- T_T = risultante delle azioni orizzontali dirette lungo l'asse trasversale dell'impalcato (taglio trasversale);
- N = risultante delle azioni verticali (sforzo normale);
- M_T = risultante delle azioni flettenti che provocano flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato (momento trasversale);
- M_L = risultante delle azioni flettenti che provocano flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato (momento longitudinale).

Di seguito si riportano le modalità di calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza nei diversi elementi.

10.1 MURO FRONTALE

Il muro frontale della spalla in esame riceve le azioni provenienti da una campata con travi a cassoncino in c.a.p. da 25 m e presenta una connessione tipo "appoggio mobile", secondo lo schema riportato qui di seguito.



Figura 11 – Schema di appoggi travi a cassoncino in c.a.p.

| LATO APPOGGI LONGITUDINALI SCORREVOLI | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------------|--------------|---------|---------|---------|-----------|-----------|-----------|------|--------------|---------|---------|---------|-----------|-----------|-----------|------|--------------|---------|---------|---------|-----------|-----------|-----------|------|--------------|---------|---------|---------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | | | | | | | 2 | | | | | | | 3 | | | | | | | 4 | | | | | | | | | | |
| Node | Load | FX (kN) | FY (kN) | FZ (kN) | MX (kN*m) | MY (kN*m) | MZ (kN*m) | Node | Load | FX (kN) | FY (kN) | FZ (kN) | MX (kN*m) | MY (kN*m) | MZ (kN*m) | Node | Load | FX (kN) | FY (kN) | FZ (kN) | MX (kN*m) | MY (kN*m) | MZ (kN*m) | Node | Load | FX (kN) | FY (kN) | FZ (kN) | MX (kN*m) | MY (kN*m) | MZ (kN*m) |
| 601 | G1 | 0 | 0 | 377 | 0 | 0 | 0 | 602 | G1 | 0 | 0 | 633 | 0 | 0 | 0 | 603 | G1 | 0 | 0 | 632 | 0 | 0 | 0 | 604 | G1 | 0 | 0 | 377 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | G2,1 | 0 | 0 | 356 | 0 | 0 | 0 | 602 | G2,1 | 0 | 0 | 464 | 0 | 0 | 0 | 603 | G2,1 | 0 | 0 | 464 | 0 | 0 | 0 | 604 | G2,1 | 0 | 0 | 356 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | G2,2 | 0 | 0 | 109 | 0 | 0 | 0 | 602 | G2,2 | 0 | 0 | -28 | 0 | 0 | 0 | 603 | G2,2 | 0 | 0 | -28 | 0 | 0 | 0 | 604 | G2,2 | 0 | 0 | 109 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | G2,3 | 0 | 0 | 90 | 0 | 0 | 0 | 602 | G2,3 | 0 | 0 | 22 | 0 | 0 | 0 | 603 | G2,3 | 0 | 0 | 22 | 0 | 0 | 0 | 604 | G2,3 | 0 | 0 | 90 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | G2,4 | 0 | 0 | 253 | 0 | 0 | 0 | 602 | G2,4 | 0 | 1 | -53 | 0 | 0 | 0 | 603 | G2,4 | 0 | 0 | -53 | 0 | 0 | 0 | 604 | G2,4 | 0 | 0 | 253 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Q3,a B1-Sw2 | 0 | 0 | 42 | 0 | 0 | 0 | 602 | Q3,a B1-Sw2 | 0 | 0 | 32 | 0 | 0 | 0 | 603 | Q3,a B1-Sw2 | 0 | 0 | 5 | 0 | 0 | 0 | 604 | Q3,a B1-Sw2 | 0 | 0 | 36 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Q3,a B1-LM71 | 0 | 0 | 46 | 0 | 0 | 0 | 602 | Q3,a B1-LM71 | 0 | 0 | 35 | 0 | 0 | 0 | 603 | Q3,a B1-LM71 | 0 | 0 | 6 | 0 | 0 | 0 | 604 | Q3,a B1-LM71 | 0 | 0 | 40 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Q3,a B2-LM71 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 602 | Q3,a B2-LM71 | 0 | 0 | 45 | 0 | 0 | 0 | 603 | Q3,a B2-LM71 | 0 | 0 | 74 | 0 | 0 | 0 | 604 | Q3,a B2-LM71 | 0 | 0 | 7 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Q3,f B1-Sw2 | 0 | 0 | 45 | 0 | 0 | 0 | 602 | Q3,f B1-Sw2 | 0 | 0 | 34 | 0 | 0 | 0 | 603 | Q3,f B1-Sw2 | 0 | 0 | 6 | 0 | 0 | 0 | 604 | Q3,f B1-Sw2 | 0 | 0 | 39 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Q3,f B1-LM71 | 0 | 0 | 28 | 0 | 0 | 0 | 602 | Q3,f B1-LM71 | 0 | 0 | 21 | 0 | 0 | 0 | 603 | Q3,f B1-LM71 | 0 | 0 | 4 | 0 | 0 | 0 | 604 | Q3,f B1-LM71 | 0 | 0 | 24 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Q3,f B2-LM71 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 602 | Q3,f B2-LM71 | 0 | 0 | 27 | 0 | 0 | 0 | 603 | Q3,f B2-LM71 | 0 | 0 | 45 | 0 | 0 | 0 | 604 | Q3,f B2-LM71 | 0 | 0 | 4 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Q4 B1-Sw2 | 0 | 0 | -32 | 0 | 0 | 0 | 602 | Q4 B1-Sw2 | 0 | 0 | -66 | -18 | 0 | 0 | 603 | Q4 B1-Sw2 | 0 | 0 | 44 | 0 | 0 | 0 | 604 | Q4 B1-Sw2 | 0 | 0 | 6 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Q4 B1-LM71 | 0 | 0 | -55 | 0 | 0 | 0 | 602 | Q4 B1-LM71 | 0 | 0 | -112 | -30 | 0 | 0 | 603 | Q4 B1-LM71 | 0 | 0 | 75 | 0 | 0 | 0 | 604 | Q4 B1-LM71 | 0 | 0 | 10 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Q4 B2-LM71 | 0 | 0 | -68 | 0 | 0 | 0 | 602 | Q4 B2-LM71 | 0 | 0 | -112 | -17 | 0 | 0 | 603 | Q4 B2-LM71 | 0 | 0 | 88 | 0 | 0 | 0 | 604 | Q4 B2-LM71 | 0 | 0 | -3 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Q5 B1-Sw2 | 0 | 0 | -23 | 0 | 0 | 0 | 602 | Q5 B1-Sw2 | 0 | 0 | -48 | -13 | 0 | 0 | 603 | Q5 B1-Sw2 | 0 | 0 | 32 | 0 | 0 | 0 | 604 | Q5 B1-Sw2 | 0 | 0 | 4 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Q5 B1-LM71 | 0 | 0 | -25 | 0 | 0 | 0 | 602 | Q5 B1-LM71 | 0 | 0 | -52 | -14 | 0 | 0 | 603 | Q5 B1-LM71 | 0 | 0 | 35 | 0 | 0 | 0 | 604 | Q5 B1-LM71 | 0 | 0 | 5 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Q5 B2-LM71 | 0 | 0 | -32 | 0 | 0 | 0 | 602 | Q5 B2-LM71 | 0 | 0 | -52 | -8 | 0 | 0 | 603 | Q5 B2-LM71 | 0 | 0 | 41 | 0 | 0 | 0 | 604 | Q5 B2-LM71 | 0 | 0 | -2 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Q6 | 0 | 0 | -192 | 0 | 0 | 0 | 602 | Q6 | 0 | 0 | -304 | 79 | 0 | 0 | 603 | Q6 | 0 | 0 | 163 | 0 | 0 | 0 | 604 | Q6 | 0 | 0 | 136 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | LM71_B1(max) | 0 | 0 | 54 | 0 | 0 | 0 | 602 | LM71_B1(max) | 0 | 0 | 171 | 0 | 0 | 0 | 603 | LM71_B1(max) | 0 | 0 | 1257 | 0 | 0 | 0 | 604 | LM71_B1(max) | 0 | 0 | 963 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | LM71_B2(max) | 0 | 0 | 437 | 0 | 0 | 0 | 602 | LM71_B2(max) | 0 | 0 | 1178 | 0 | 0 | 0 | 603 | LM71_B2(max) | 0 | 0 | 397 | 0 | 0 | 0 | 604 | LM71_B2(max) | 0 | 0 | 96 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Sw2_B1(max) | 0 | 0 | 48 | 0 | 0 | 0 | 602 | Sw2_B1(max) | 0 | 0 | 183 | 0 | 0 | 0 | 603 | Sw2_B1(max) | 0 | 0 | 1236 | 0 | 0 | 0 | 604 | Sw2_B1(max) | 0 | 0 | 1161 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Fa,G | 11 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 602 | Fa,G | 6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 603 | Fa,G | 6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 604 | Fa,G | 11 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 601 | Fa,Q | 15 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 602 | Fa,Q | 41 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 603 | Fa,Q | 49 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 604 | Fa,Q | 38 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Tabella 15 – Scarichi sugli appoggi per le singole condizioni di carico

Dagli scarichi ottenuti per le singole condizioni di carico si ottengono quindi le sollecitazioni a quota testa muro considerando le eccentricità dei singoli appoggi.

| TESTA MURO FRONTALE | | | | | |
|----------------------------|---------|--------------|---------------|-------------|--------------|
| Combinazioni | N KN | Mlong kNm | Mtrasv kNm | Tlong KN | Ttrasv KN |
| SLU-Gr.1(N) | 14789 | 0 | 6146 | 252 | 749 |
| SLU-Gr.3(N) | 14937 | 0 | 5369 | 252 | 510 |
| SLU-Gr.1(P) | 15086 | 0 | 6934 | 252 | 675 |
| SLU-Gr.3(P) | 15267 | 0 | 6293 | 252 | 473 |
| SLU-Gr.1-1SW/2 | 11936 | 0 | 9274 | 149 | 436 |
| SLU-Gr.3-1SW/2 | 12025 | 0 | 8971 | 149 | 354 |
| SLU-Gr.1-MaxML (P) | 8037 | 0 | 1147 | 46 | 272 |
| SLU-Gr.3-MaxML (P) | 8037 | 0 | 1147 | 46 | 272 |
| SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00 | 12566 | 0 | 6148 | 240 | 749 |
| SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00 | 12715 | 0 | 5370 | 240 | 511 |
| SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00 | 12863 | 0 | 6935 | 240 | 675 |
| SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00 | 13044 | 0 | 6294 | 240 | 474 |
| SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00 | 9714 | 0 | 9275 | 137 | 437 |
| SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00 | 9802 | 0 | 8973 | 137 | 354 |
| SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00 | 5815 | 0 | 1148 | 34 | 272 |
| SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00 | 5815 | 0 | 1148 | 34 | 272 |
| SLV-EL+0.3ET | 5647 | 0 | -4 | 34 | 478 |
| SLV-0.3EL+ET | 5647 | 0 | -4 | 34 | 1590 |
| SLE-C-Gr.1(N) | 10415 | 0 | 4212 | 176 | 510 |
| SLE-C-Gr.3(N) | 10517 | 0 | 3676 | 176 | 346 |
| SLE-C-Gr.1(P) | 10620 | 0 | 4755 | 176 | 459 |
| SLE-C-Gr.3(P) | 10745 | 0 | 4313 | 176 | 320 |
| SLE-C-Gr.1-1SW/2 | 8448 | 0 | 6369 | 105 | 295 |
| SLE-C-Gr.3-1SW/2 | 8509 | 0 | 6160 | 105 | 238 |
| SLE-C-Gr.1-MaxML (P) | 5759 | 0 | 764 | 34 | 181 |
| SLE-C-Gr.3-MaxML (P) | 5759 | 0 | 764 | 34 | 181 |
| SLE-F-Gr.1(N) | 9372 | 0 | 2754 | 148 | 262 |
| SLE-F-Gr.3(N) | 9454 | 0 | 2325 | 148 | 131 |
| SLE-F-Gr.1(P) | 9536 | 0 | 3189 | 148 | 221 |
| SLE-F-Gr.3(P) | 9636 | 0 | 2835 | 148 | 110 |
| SLE-F-Gr.1-1SW/2 | 7798 | 0 | 4480 | 91 | 90 |
| SLE-F-Gr.3-1SW/2 | 7847 | 0 | 4313 | 91 | 44 |
| SLE-F-Gr.1-MaxML (P) | 5647 | 0 | -4 | 34 | 1 |
| SLE-F-Gr.3-MaxML (P) | 5647 | 0 | -4 | 34 | 1 |
| SLE-QP | 5647 | 0 | -4 | 0 | 1 |

Tabella 16 – Scarichi quota testa muro frontale

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite in quanto l'altezza del muro frontale è tale che nell' ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro

Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno di riempimento.

| MURO FRONTALE | |
|--|-------------|
| H Muro Frontale | 5.00 m |
| Spessore Muro Frontale | 3.00 m |
| Lunghezza Muro Frontale | 13.5 m |
| Altezza Muro Paraghiaia | 2.90 m |
| Spessore Muro Paraghiaia | 0.60 m |
| Peso Muro Frontale | 5063 kN |
| Peso Muro Paraghiaia | 587 kN |
| Eccentr. appoggi - muro frontale (base) | 0.70 m |
| Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base) | -1.20 m |
| Peso Specifico Terreno di Rilevato | 20 kN/mc |
| Angolo di Attrito Terreno di Rilevato | 38 ° |
| Coefficiente di spinta a riposo Ko | 0.384 |
| Altezza del rilevato | 8.1 m |
| Spinta a riposo | 2799 kN |
| Sovraccarico accidentale da traffico | 52.08 kN/mq |
| Accelerazione sismica di base a_g | 0.242 |
| Coefficiente stratigrafico SS | 1.16 |
| Coefficiente topografico ST | 1.00 |
| Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max} | 0.281 |
| β_m (massa cls spalla) | 1.000 |
| K_h (cls spalla) = | 0.281 |
| K_v (cls spalla)= | 0.141 |
| β_m (massa terreno) | 1.000 |
| K_h (terreno) = | 0.281 |
| K_v (terreno)= | 0.141 |
| Spinta in condizione sismiche (wood) | 4099 kN |
| Inerzia del Muro Frontale (H) | 1425 kN |
| Inerzia del Muro Paraghiaia (H) | 165 kN |
| Inerzia del Muro Frontale (V) | 712 kN |
| Inerzia del Muro Paraghiaia (V) | 83 kN |

Tabella 17 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

| BASE MURO FRONTALE | | | | | |
|----------------------------|---------|--------------|---------------|-------------|--------------|
| Combinazioni | N KN | Mlong kNm | Mtrasv kNm | Tlong KN | Ttrasv KN |
| SLU-Gr.1(N) | 22416 | 31009 | 9891 | 6536 | 749 |
| SLU-Gr.3(N) | 22564 | 31112 | 7921 | 6536 | 510 |
| SLU-Gr.1(P) | 22713 | 31216 | 10308 | 6536 | 675 |
| SLU-Gr.3(P) | 22894 | 31343 | 8659 | 6536 | 473 |
| SLU-Gr.1-1SW/2 | 19563 | 23423 | 11456 | 5180 | 436 |
| SLU-Gr.3-1SW/2 | 19652 | 23486 | 10742 | 5180 | 354 |
| SLU-Gr.1-MaxML (P) | 15664 | 25252 | 2506 | 6330 | 272 |
| SLU-Gr.3-MaxML (P) | 15664 | 25252 | 2506 | 6330 | 272 |
| SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00 | 18216 | 26995 | 9894 | 5544 | 749 |
| SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00 | 18364 | 27099 | 7924 | 5544 | 511 |
| SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00 | 18513 | 27203 | 10311 | 5544 | 675 |
| SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00 | 18694 | 27330 | 8662 | 5544 | 474 |
| SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00 | 15363 | 19410 | 11459 | 4189 | 437 |
| SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00 | 15452 | 19472 | 10745 | 4189 | 354 |
| SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00 | 11465 | 21239 | 2509 | 5338 | 272 |
| SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00 | 11465 | 21239 | 2509 | 5338 | 272 |
| SLV-EL+0.3ET | 11297 | 24648 | 3774 | 5723 | 955 |
| SLV-0.3EL+ET | 11297 | 9787 | 12576 | 1741 | 3181 |
| SLE-C-Gr.1(N) | 16065 | 22021 | 6763 | 4703 | 510 |
| SLE-C-Gr.3(N) | 16167 | 22092 | 5404 | 4703 | 346 |
| SLE-C-Gr.1(P) | 16269 | 22164 | 7050 | 4703 | 459 |
| SLE-C-Gr.3(P) | 16394 | 22251 | 5913 | 4703 | 320 |
| SLE-C-Gr.1-1SW/2 | 14097 | 16789 | 7842 | 3768 | 295 |
| SLE-C-Gr.3-1SW/2 | 14159 | 16832 | 7349 | 3768 | 238 |
| SLE-C-Gr.1-MaxML (P) | 11409 | 18051 | 1669 | 4561 | 181 |
| SLE-C-Gr.3-MaxML (P) | 11409 | 18051 | 1669 | 4561 | 181 |
| SLE-F-Gr.1(N) | 15022 | 19749 | 4065 | 4329 | 262 |
| SLE-F-Gr.3(N) | 15104 | 19806 | 2978 | 4329 | 131 |
| SLE-F-Gr.1(P) | 15185 | 19863 | 4295 | 4329 | 221 |
| SLE-F-Gr.3(P) | 15285 | 19933 | 3385 | 4329 | 110 |
| SLE-F-Gr.1-1SW/2 | 13448 | 15564 | 4928 | 3581 | 90 |
| SLE-F-Gr.3-1SW/2 | 13497 | 15598 | 4534 | 3581 | 44 |
| SLE-F-Gr.1-MaxML (P) | 11297 | 16573 | 1 | 4215 | 1 |
| SLE-F-Gr.3-MaxML (P) | 11297 | 16573 | 1 | 4215 | 1 |
| SLE-QP | 11297 | 10806 | 1 | 2799 | 1 |

Tabella 18 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza con riferimento ad una striscia di un metro per le combinazioni che provocano il massimo e il minimo sforzo normale, il massimo momento longitudinale ed il massimo taglio alla base del muro frontale.

| Muro | Sezione di verifica | | Armatura | | | |
|----------|---------------------|-------------|----------|-----------|--------|--------|
| | Base [m] | Altezza [m] | Tesa | Compressa | Taglio | c [cm] |
| Frontale | 1 | 3.0 | 1φ24/20 | 1φ20/20 | - | 8 |

Tabella 19 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

| BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU | | | | | | |
|---|--------------|-----------|----------------|---------------|--------------------|---------------|
| Combinazioni | | N kN/m | Mlong kNm/m | Tlong kN/m | C.S. (NRd, MRd) | C.S. (VRd) |
| Max N | SLU-Gr.3(P) | 1696 | 2322 | 484 | 1.68 | 2.25 |
| Min N | SLV-EL+0.3ET | 837 | 1826 | 424 | 2.34 | 2.57 |
| Max ML | SLU-Gr.3(P) | 1696 | 2322 | 484 | 1.68 | 2.25 |
| Max VL | SLU-Gr.1(N) | 1660 | 2297 | 484 | 1.71 | 2.25 |

| BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE | | | | | | | |
|---|------------------------------|------|-------|-------|------------|------------|-----|
| Combinazioni | | N | Mlong | Tlong | σ_c | σ_s | Wk |
| | | kN/m | kNm/m | kN/m | Mpa | Mpa | mm |
| RARA | SLE-C-Gr.3(P) - Max N | 1214 | 1648 | 348 | -1.73 | 27.05 | 0.0 |
| | SLE-C-Gr.1-MaxML (P) - Min N | 845 | 1337 | 338 | -1.43 | 28.86 | 0.0 |
| | SLE-C-Gr.3(P) - Max ML | 1214 | 1648 | 348 | -1.73 | 27.05 | 0.0 |
| FREQ | SLE-F-Gr.3(P) - Max N | 1132 | 1477 | 321 | -1.54 | 22.33 | 0.0 |
| | SLE-F-Gr.1-MaxML (P) - Min N | 837 | 1228 | 312 | -1.30 | 23.33 | 0.0 |
| | SLE-F-Gr.3(P) - Max ML | 1132 | 1477 | 321 | -1.54 | 22.33 | 0.0 |
| QP | SLE-QP | 837 | 800 | 207 | -0.80 | 5.51 | 0.0 |

Tabella 20 – Verifiche del muro frontale

10.2 MURO PARAGHIAIA

In condizioni statiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta a riposo del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall'azione di frenatura. In condizioni sismiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta sismica del rilevato, dalle masse del muro e della mensola.

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

| MURO PARAGHIAIA | |
|---------------------------------------|-------------|
| Peso Muro Paraghiaia | 44 KN/m |
| Altezza Muro Paraghiaia | 2.9 m |
| Spessore Muro Paraghiaia | 0.6 m |
| Coefficiente di spinta a riposo K_0 | 0.384 |
| Coefficiente di spinta attiva K_a | 0.238 |
| Peso Specifico Terreno di Rilevato | 20.0 kN/mc |
| Sovraccarico accidentale da traffico | 52.08 kN/mq |
| Angolo di Attrito Terreno di Rilevato | 38.0 |
| Spinta a riposo | 92.7 kN/m |
| Spinta in condizione sismiche (wood) | 54.1 kN/m |
| Inerzia del Muro Paraghiaia /m | 12.2 kN/m |

Tabella 21 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

| Muro | Sezione di verifica | | Armatura | | | |
|------------|---------------------|-------------|----------------|----------------|--------|--------|
| | Base [m] | Altezza [m] | Tesa | Compressa | Taglio | c [cm] |
| Paraghiaia | 1 | 0.6 | 1 ϕ 16/20 | 1 ϕ 14/20 | - | 7 |

Tabella 22 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

| VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV | | | | | |
|-------------------------------------|---|---|---|--|--|
| Combinazione | N | M | V | | |
| | | | | | |

| | KN/m | kNm/m | KN/m | C.S. (NRd, MRd) | C.S. (VRd) |
|-----|------|-------|------|--------------------|---------------|
| SLU | 59 | 173 | 128 | 1.87 | 1.94 |
| SLV | 44 | 201 | 161 | 1.63 | 1.54 |

| VERIFICHE DI ESERCIZIO | | | | | | |
|------------------------|------|-------|------|------------|------------|----|
| Combinazione | N | M | V | σ_c | σ_s | Wk |
| | KN/m | kNm/m | KN/m | Mpa | Mpa | mm |
| SLE_RARA | 44 | 125 | 93 | -3.12 | 125.7 | 0 |

Tabella 23 – Verifiche del muro paragliaia

10.3 MURI LATERALI

In questo paragrafo si riporta il calcolo dei muri laterali della spalla. Tali muri sono sollecitati essenzialmente dalle spinte del terreno di riempimento all'interno della spalla e dei sovraccarichi presenti su di esso in condizioni statiche e sismiche.

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al plinto di fondazione.

| MURI LATERALI | |
|--|------------|
| Muro laterale H1 | 7.90 m |
| Muro laterale s1 | 1.20 m |
| Muro laterale H2 | 0.00 m |
| Muro laterale s2 | 0.00 m |
| Muro laterale H3 | 0.00 m |
| Muro laterale s3 | 0.00 m |
| Altezza totale muri laterali | 7.9 m |
| Spessore medio Muri Laterali | 1.20 m |
| Lunghezza Massima muri laterali | 8.1 m |
| Peso Muro laterale (singolo) | 1920 kN |
| Peso totale Muri laterali | 3839 kN |
| Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi) | 404.0 kN/m |
| Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi) | 328.1 |
| Spinta in condizione sismiche (wood) | 369.3 kN/m |
| Inerzia del Muro laterale /m | 67 kN/m |

Tabella 24 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

| Muro | Sezione di verifica | | Armatura | | | |
|----------|---------------------|-------------|---|----------------|------------------------|--------|
| | Base [m] | Altezza [m] | Tesa | Compressa | Taglio | c [cm] |
| Laterale | 1 | 1.2 | I Strato: 1 ϕ 30/15 II Strato: 1 ϕ 26/15 | 1 ϕ 26/15 | Spilli ϕ 12/20x40 | 8 |

Tabella 25 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

| VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV | | | | | |
|-------------------------------------|------|-------|------|--------------------|---------------|
| Combinazione | N | M | V | C.S. (NRd, MRd) | C.S. (VRd) |
| | KN/m | kNm/m | KN/m | | |
| SLU | 320 | 1749 | 545 | 1.66 | 1.45 |
| SLV | 237 | 1766 | 436 | 1.62 | 1.81 |

| VERIFICHE DI ESERCIZIO | | | | | | |
|------------------------|------|-------|------|------------|------------|------|
| Combinazione | N | M | V | σ_c | σ_s | Wk |
| | KN/m | kNm/m | KN/m | Mpa | Mpa | mm |
| SLE_RARA | 237 | 1296 | 328 | -5.25 | 175.8 | 0.06 |

Tabella 26 – Verifiche dei muri laterali

11 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Nei seguenti paragrafi sono riportate le verifiche strutturali e geotecniche del sistema fondazionale.

11.1 PLINTO DI FONDAZIONE

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spinta delle inerzie

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione. L'azione orizzontale derivante dall'impalcato è stata considerata sia con verso concorde che discorde alla spinta del terreno di rinterro.

| PLINTO DI FONDAZIONE | |
|---|----------|
| Eccentricità long Muri laterali -Plinto | -1.95 m |
| Peso Muro Frontale | 5063 kN |
| Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto | 3.60 m |
| Ecc.Appoggi Plinto | 4.30 m |
| Peso Muro Paraghiaia | 587 m |
| Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto | 2.40 kN |
| Peso Terreno Interno | 16497 kN |
| Peso Accidentali | 6161 kN |
| Eccentricità long Terreno -Plinto | -1.95 m |
| Spessore Plinto | 2.5 m |
| Lunghezza plinto | 12 m |
| Larghezza plinto | 16.5 m |
| Peso plinto di fondazione | 12375 |
| Altezza Rilevato+H plinto | 10.6 m |
| Spinta a riposo rilevato | 5830 kN |
| Spinta a riposo sovraccarichi | 2750 kN |
| Spinta in condizione sismiche (wood) | 8538 kN |
| Inerzia dei muri laterali (H) | 1081 kN |
| Inerzia dei muri laterali (V) | 540 kN |
| Inerzia plinto di fondazione (H) | 3483 kN |
| Inerzia plinto di fondazione (V) | 1741 kN |
| Inerzia rilevato interno(H) | 4643 kN |
| Inerzia rilevato interno (V) | 2321 kN |

Tabella 27 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

| SOLLECITAZIONI BASE PLINTO | | | | | | | |
|----------------------------|-----------|------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Combo | N [kN] | V _L [kN] | V _T [kN] | M _L [kNm] | M _T [kNm] | M _{L,ΔM} [kNm] | M _{T,ΔM} [kNm] |
| SLU-Gr.1(N) | -75509 | 12110 | 749 | 66260 | 11763 | 101378 | 13935 |
| SLU-Gr.3(N) | -75657 | 12110 | 510 | 66897 | 9197 | 102015 | 10677 |
| SLU-Gr.1(P) | -75806 | 12110 | 675 | 67536 | 11995 | 102653 | 13951 |
| SLU-Gr.3(P) | -75987 | 12110 | 473 | 68315 | 9842 | 103433 | 11215 |
| SLU-Gr.1-1SW/2 | -68190 | 10013 | 436 | 53220 | 12546 | 82257 | 13812 |
| SLU-Gr.3-1SW/2 | -68279 | 10013 | 354 | 53603 | 11627 | 82640 | 12654 |
| SLU-Gr.1-MaxML (P) | -68757 | 11903 | 272 | 35683 | 3185 | 70203 | 3973 |
| SLU-Gr.3-MaxML (P) | -68757 | 11903 | 272 | 35683 | 3185 | 70203 | 3973 |
| SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00 | -59860 | 10057 | 749 | 56413 | 11768 | 85578 | 13941 |
| SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00 | -60008 | 10057 | 511 | 57050 | 9201 | 86216 | 10682 |
| SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00 | -60157 | 10057 | 675 | 57688 | 11999 | 86854 | 13957 |
| SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00 | -60338 | 10057 | 474 | 58467 | 9847 | 87633 | 11220 |
| SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00 | -52541 | 7960 | 437 | 43372 | 12551 | 66458 | 13817 |
| SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00 | -52630 | 7960 | 354 | 43755 | 11631 | 66840 | 12659 |
| SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00 | -53109 | 9851 | 272 | 25836 | 3189 | 54404 | 3978 |
| SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00 | -53109 | 9851 | 272 | 25836 | 3189 | 54404 | 3978 |
| SLV-EL+0.3ET | -45627 | 19369 | 3717 | 99928 | 18628 | 156097 | 29407 |
| SLV-0.3EL+ET | -45627 | 5834 | 12387 | 33139 | 62084 | 50058 | 98006 |
| SLE-C-Gr.1(N) | -54937 | 8756 | 510 | 46683 | 8038 | 72074 | 9518 |
| SLE-C-Gr.3(N) | -55039 | 8756 | 346 | 47122 | 6268 | 72514 | 7270 |
| SLE-C-Gr.1(P) | -55141 | 8756 | 459 | 47562 | 8198 | 72954 | 9529 |
| SLE-C-Gr.3(P) | -55266 | 8756 | 320 | 48100 | 6713 | 73491 | 7641 |
| SLE-C-Gr.1-1SW/2 | -49889 | 7310 | 295 | 37689 | 8578 | 58888 | 9432 |
| SLE-C-Gr.3-1SW/2 | -49950 | 7310 | 238 | 37953 | 7944 | 59152 | 8634 |
| SLE-C-Gr.1-MaxML (P) | -50280 | 8614 | 181 | 25595 | 2122 | 50575 | 2647 |
| SLE-C-Gr.3-MaxML (P) | -50280 | 8614 | 181 | 25595 | 2122 | 50575 | 2647 |
| SLE-F-Gr.1(N) | -52661 | 8177 | 262 | 41984 | 4720 | 65698 | 5481 |
| SLE-F-Gr.3(N) | -52743 | 8177 | 131 | 42335 | 3304 | 66050 | 3683 |
| SLE-F-Gr.1(P) | -52825 | 8177 | 221 | 42688 | 4848 | 66402 | 5490 |
| SLE-F-Gr.3(P) | -52925 | 8177 | 110 | 43118 | 3660 | 66832 | 3980 |
| SLE-F-Gr.1-1SW/2 | -48623 | 7021 | 90 | 34789 | 5152 | 55149 | 5413 |
| SLE-F-Gr.3-1SW/2 | -48672 | 7021 | 44 | 35000 | 4645 | 55360 | 4773 |
| SLE-F-Gr.1-MaxML (P) | -48936 | 8064 | 1 | 25114 | 4 | 48499 | 7 |
| SLE-F-Gr.3-MaxML (P) | -48936 | 8064 | 1 | 25114 | 4 | 48499 | 7 |
| SLE-QP | -44008 | 5830 | 1 | 24860 | 4 | 41766 | 7 |

Tabella 28 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto. Nel calcolo degli sforzi nei pali si è tenuto del parametro α (vedi paragrafo 4) sia per la valutazione dello sforzo nei pali (effetto della deformabilità a taglio degli stessi pali) sia per la valutazione del momento flettente agente in testa al palo ($M_{Ed} = \alpha V_{Ed}$). La situazione peggiore risulta essere sempre quella sismica.

Si riportano nel seguito le coordinate dei pali di fondazione e per ogni combinazione di carico, le sollecitazioni nei pali sollecitati dal massimo e dal minimo sforzo normale.

| Pali | | | | | | | | | | | | |
|----------------|--------|--------|---------|--------|-------|--------|---------|--------|-------|--------|---------|--------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| z | -4.50 | -4.50 | -4.50 | -4.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 4.50 | 4.50 | 4.50 | 4.50 |
| y | 6.75 | 2.25 | -2.25 | -6.75 | 6.75 | 2.25 | -2.25 | -6.75 | 6.75 | 2.25 | -2.25 | -6.75 |
| z ² | 20.25 | 20.25 | 20.25 | 20.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 20.25 | 20.25 | 20.25 | 20.25 |
| y ² | 45.56 | 5.06 | 5.06 | 45.56 | 45.56 | 5.06 | 5.06 | 45.56 | 45.56 | 5.06 | 5.06 | 45.56 |
| W _y | 45.00 | 135.00 | -135.00 | -45.00 | 45.00 | 135.00 | -135.00 | -45.00 | 45.00 | 135.00 | -135.00 | -45.00 |
| W _z | -36.00 | -36.00 | -36.00 | -36.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 36.00 | 36.00 | 36.00 | 36.00 |

Tabella 29 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

| SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI | | | | | | |
|----------------------------------|------------------|-------|------------------|-------|------------------|------------------|
| Combo | N _{min} | | N _{max} | | V _{max} | M _{max} |
| | Palo | [kN] | Palo | [kN] | [kN] | [kNm] |
| SLU-Gr.1(N) | 4 | -9418 | 9 | -3167 | 1011 | 2932 |
| SLU-Gr.3(N) | 4 | -9376 | 9 | -3234 | 1010 | 2929 |
| SLU-Gr.1(P) | 4 | -9479 | 9 | -3156 | 1011 | 2931 |
| SLU-Gr.3(P) | 4 | -9455 | 9 | -3210 | 1010 | 2929 |
| SLU-Gr.1-1SW/2 | 4 | -8274 | 9 | -3091 | 835 | 2422 |
| SLU-Gr.3-1SW/2 | 4 | -8267 | 9 | -3113 | 835 | 2421 |
| SLU-Gr.1-MaxML (P) | 4 | -7768 | 9 | -3691 | 992 | 2877 |
| SLU-Gr.3-MaxML (P) | 4 | -7768 | 9 | -3691 | 992 | 2877 |
| SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00 | 4 | -7675 | 9 | -2301 | 840 | 2437 |
| SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00 | 4 | -7633 | 9 | -2368 | 839 | 2434 |
| SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00 | 4 | -7736 | 9 | -2290 | 840 | 2436 |
| SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00 | 4 | -7712 | 9 | -2345 | 839 | 2433 |
| SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00 | 4 | -6532 | 9 | -2225 | 664 | 1927 |
| SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00 | 4 | -6524 | 9 | -2248 | 664 | 1926 |
| SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00 | 4 | -6025 | 9 | -2826 | 821 | 2382 |
| SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00 | 4 | -6025 | 9 | -2826 | 821 | 2382 |
| SLV-EL+0.3ET | 4 | -8792 | 9 | 1187 | 1644 | 4766 |
| SLV-0.3EL+ET | 4 | -7371 | 9 | -234 | 1141 | 3309 |
| SLE-C-Gr.1(N) | 4 | -6792 | 9 | -2364 | 731 | 2120 |
| SLE-C-Gr.3(N) | 4 | -6762 | 9 | -2411 | 730 | 2118 |
| SLE-C-Gr.1(P) | 4 | -6833 | 9 | -2357 | 731 | 2119 |
| SLE-C-Gr.3(P) | 4 | -6817 | 9 | -2394 | 730 | 2117 |
| SLE-C-Gr.1-1SW/2 | 4 | -6003 | 9 | -2312 | 610 | 1768 |
| SLE-C-Gr.3-1SW/2 | 4 | -5997 | 9 | -2328 | 609 | 1767 |
| SLE-C-Gr.1-MaxML (P) | 4 | -5654 | 9 | -2726 | 718 | 2082 |
| SLE-C-Gr.3-MaxML (P) | 4 | -5654 | 9 | -2726 | 718 | 2082 |
| SLE-F-Gr.1(N) | 4 | -6335 | 9 | -2442 | 682 | 1977 |
| SLE-F-Gr.3(N) | 4 | -6312 | 9 | -2479 | 682 | 1976 |
| SLE-F-Gr.1(P) | 4 | -6369 | 9 | -2436 | 682 | 1977 |
| SLE-F-Gr.3(P) | 4 | -6355 | 9 | -2466 | 682 | 1976 |
| SLE-F-Gr.1-1SW/2 | 4 | -5704 | 9 | -2400 | 585 | 1697 |
| SLE-F-Gr.3-1SW/2 | 4 | -5700 | 9 | -2412 | 585 | 1697 |
| SLE-F-Gr.1-MaxML (P) | 4 | -5425 | 9 | -2731 | 672 | 1949 |
| SLE-F-Gr.3-MaxML (P) | 4 | -5425 | 9 | -2731 | 672 | 1949 |
| SLE-QP | 4 | -4828 | 9 | -2507 | 486 | 1409 |

Tabella 30 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

Il solettone di fondazione viene schematizzato come una trave a mensola caricata dai massimi sforzi normali che si verificano nei pali di fondazione.

Si riportano le verifiche per una fascia di un metro

| Sezione di verifica | | Armatura | | |
|---------------------|-------------|----------------|----------------|-----------------------|
| Base [m] | Altezza [m] | Tesa | Compressa | Taglio |
| 1.0 | 2.5 | 1 ϕ 26/10 | 1 ϕ 26/10 | Spilli ϕ 8/20x40 |

Tabella 31 – Geometria sezione e armatura del solettone di fondazione

| Plinto di fondazione - Verifiche allo SLU | | | | | |
|---|--------------|----------------|---------------|--------------------|---------------|
| Combinazioni | | Mlong kNm/m | Tlong kN/m | C.S. (NRd, MRd) | C.S. (VRd) |
| Max N | SLU-Gr.3(P) | 2875 | 901 | 1.69 | 1.5 |
| Min N | SLV-0.3EL+ET | 1401 | 391 | 3.47 | 3.4 |

| Plinto di fondazione - Verifiche allo SLE | | | | | | |
|---|----------------------|--------------|-------------|-------------------|-------------------|----------|
| Combinazioni | | Mlong kNm | Tlong kN | σ_c Mpa | σ_s Mpa | Wk mm |
| RARA | SLE-C-Gr.3(P) | 705 | 306 | -1.00 | 58.50 | 0.000 |
| | SLE-C-Gr.1-MaxML (P) | 764 | 247 | -1.09 | 63.39 | 0.000 |
| FREQ | SLE-F-Gr.3(P) | 547 | 249 | -0.78 | 45.36 | 0.000 |
| | SLE-F-Gr.1-MaxML (P) | 594 | 201 | -0.84 | 49.30 | 0.000 |
| QP | SLE-QP | 74 | 60 | -0.11 | 6.16 | 0.000 |

Tabella 32 – Verifiche del plinto di fondazione

11.2 PALI DI FONDAZIONE

Per ricavare le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione è stato considerato un modello di plinto rigido, in cui l'azione assiale nei pali viene valutata assumendo una rotazione rigida del plinto (palo impedito di ruotare in testa), tenendo poi conto, in maniera approssimata mediante la definizione di un apposito coefficiente, degli effetti flessionali sui pali dovuti ai carichi trasmessi dalla spalla, come mostrato nelle immagini riportate alla pagina successiva.

Lo sforzo normale nei pali è quindi calcolato come segue:

$$N_i = \frac{N_{Ed}}{n} \pm \frac{(M_{Ed})d_i}{\sum_i d_i^2}$$

Le azioni di taglio sono suddivise equamente tra i pali, mentre il momento agente a quota testa pali è direttamente proporzionale al taglio mediante un coefficiente α (espresso in metri):

$$M_i(V_{Ed}) = \alpha \frac{V_{Ed}}{n}$$

Il coefficiente α dipende principalmente dalle caratteristiche di rigidezza relative palo-terreno e , generalmente, fornisce un valore delo momento sollecitante conservativo. Fissato il diametro del palo, α dipende quindi dalla rigidezza del terreno. Per l'opera in esame sono quindi definiti i seguenti valori:

| | Lpalo [m] | Parametro α_m | |
|--------------------------------------|-----------|----------------------|---|
| | | - | Con scalzamento (spessore scalzato da testa palo) |
| Stratigrafia 1 – Spalla 1 e Pila P01 | 40.0 | 2.89 | - |
| Stratigrafia 1- Pile P02÷P04 | 40.0 | 2.89 | 4.97 (4.3m) |
| Stratigrafia 1- Spalla 2 | 40.0 | 2.89 | - |

Si rimanda alla relazione geotecnica per maggiori dettagli relativi al calcolo di tale parametro.

Le azioni derivanti da questo modello sono quindi confrontate con la curve di capacità portante dei pali di fondazione, già riportate nel presente documento al paragrafo 3.2.

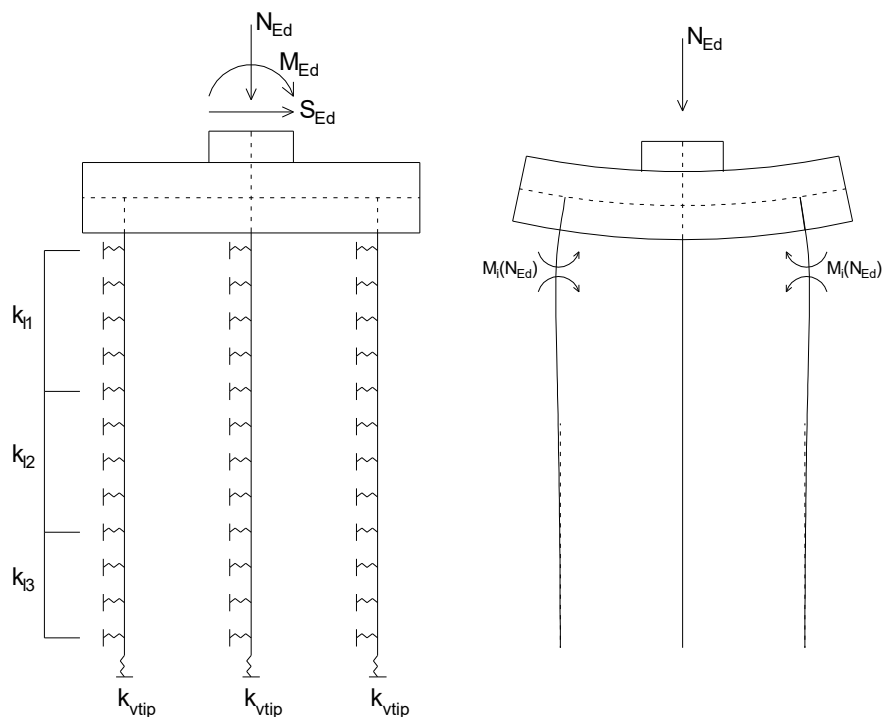


Figura 12 – Modello del pinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul pinto (a destra)

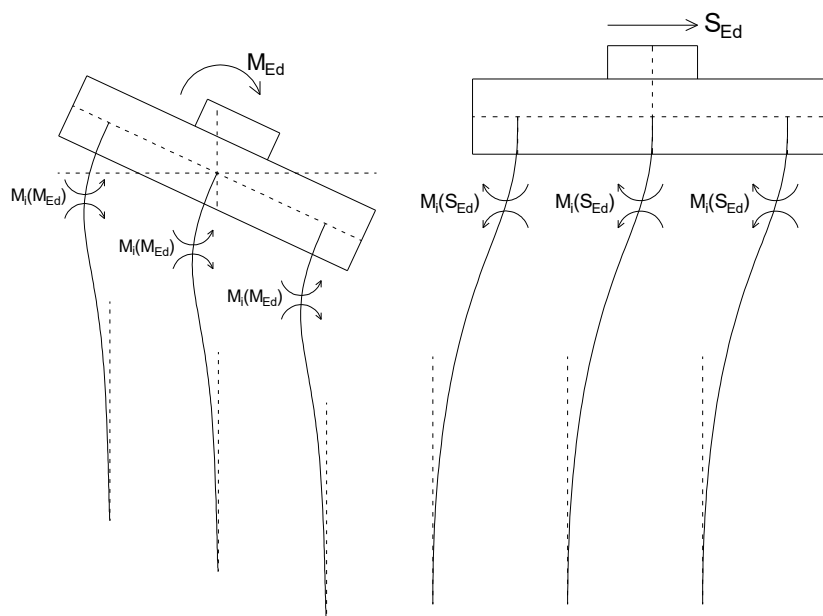


Figura 13 – Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul pinto

I pali saranno armati esternamente con 36 coppie di $\phi 28$ longitudinali ($72\phi 28$) e internamente con $36\phi 28$. Inoltre si prevede una spirale $\phi 16/10$ (2 bracci resistenti). Tale armatura costituisce la prima gabbia di armatura del palo e si estende per 12 metri a partire dalla testa del palo. Le successive gabbie di armatura potranno essere realizzate con un'armatura longitudinale e trasversale pari alla metà di quella verificata.

| Palo | Sezione di verifica | Armatura | |
|-------|---------------------|--------------------------|----------------|
| | D [m] | Armatura longitudinale | Taglio |
| Φ1500 | 1.5 | Est: 72φ28 Int: 36φ28 | Spirale φ16/10 |

Nota: Per la definizione dell'armatura longitudinale è risultata dimensionante la verifica a carico limite orizzontale.

| PALO - Verifiche allo SLU | | | | | | |
|---------------------------|--------------|---------|--------------|-------------|--------------------|---------------|
| Combinazioni | | N kN | Mlong kNm | Tlong kN | C.S. (NRd, MRd) | C.S. (VRd) |
| Max N | SLU-Gr.1(P) | -9479 | 2931 | 1011 | 4.64 | 4.5 |
| Min N | SLV-EL+0.3ET | 1187 | 4766 | 1644 | 2.57 | 2.8 |
| Max VL | SLV-EL+0.3ET | 1187 | 4766 | 1644 | 2.57 | 2.8 |

| PALO - Verifiche allo SLE | | | | | | | |
|---------------------------|------------------|-------|-------|-------|----------------|----------------|-------|
| Combinazioni | | N | Mlong | Tlong | σ _c | σ _s | Wk |
| | | kN | kNm | kN | Mpa | Mpa | mm |
| RARA | SLE-C-Gr.1(P) | -6833 | 2119 | 731 | -6.22 | 10.83 | 0.000 |
| | SLE-C-Gr.1-1SW/2 | -2312 | 1768 | 610 | -4.24 | 57.06 | 0.029 |
| FREQ | SLE-F-Gr.1(P) | -6369 | 1977 | 682 | -5.73 | 9.83 | 0.000 |
| | SLE-F-Gr.1-1SW/2 | -2400 | 1697 | 585 | -4.05 | 50.79 | 0.025 |
| QP | SLE-QP | -4828 | 1409 | 486 | -3.90 | 3.07 | 0.000 |
| | SLE-QP | -2507 | 1409 | 486 | -3.28 | 31.51 | 0.000 |

Tabella 33 – Verifica dei pali di fondazione

11.3 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

In accordo con le curve di capacità portante ottenute per il viadotto in esame (riportate al paragrafo 3.2), nelle seguenti tabelle si riporta le lunghezze dei pali utilizzate. Agli SLE si è verificato che il rapporto tra la resistenza laterale e il carico assiale in combinazione caratteristica risulti maggiore di 1.25, come prescritto dalla normativa ferroviaria.

| SPALLE | H _{calcolo} | FONDAZIONE | | | | | L _{pali} [m] | Curva di portanza | SFORZI NEI PALI SLU | | |
|--------|----------------------|-------------------|-------------------|----------|-----------|---------|--------------------------|----------------------|---------------------|------------------|------|
| | | D _{pali} | n _{pali} | Stratig. | Liquefaz. | Scalam. | | | N _{min} | Q _{d,c} | F.S. |
| | | [m] | [m] | | | | | | | | |
| S01 | 5.0 | 1.5 | 12 | 1 | NO | - | 28 | 1 | -9476 | 10437 | 1.10 |

| SPALLE | H _{calcolo} | FONDAZIONE | | | | | L _{pali} [m] | Curva di portanza | SFORZI NEI PALI SLE | | |
|--------|----------------------|-------------------|-------------------|-----------|---------|------------------|--------------------------|----------------------|---------------------|-----------------------------------|------|
| | | D _{pali} | n _{pali} | Liquefaz. | Scalam. | N _{min} | | | Q _{ll,k} | N _{min} /Q _{ll} | |
| | | [m] | [m] | | | | | | | | [kN] |
| S01 | 5.0 | 1.5 | 12 | 1 | NO | - | 28 | 1 | -6832 | 13510 | 1.98 |

| SPALLE | H _{calcolo} | FONDAZIONE | | | | | L _{pali} [m] | Curva di portanza | SFORZI NEI PALI SLV | | |
|--------|----------------------|-------------------|-------------------|----------|-----------|---------|--------------------------|----------------------|---------------------|------------------|------|
| | | D _{pali} | n _{pali} | Stratig. | Liquefaz. | Scalam. | | | N _{min} | Q _{d,c} | F.S. |
| | | [m] | [m] | | | | | | | | |
| S01 | 5.0 | 1.5 | 12 | 1 | NO | - | 28 | 1 | -8788 | 10437 | 1.19 |

Tabella 34 – Verifica della portanza verticale dei pali di fondazione

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica.

11.3.1 Capacità portante Pali Di Gruppo

La valutazione del carico limite verticale di una palificata è eseguito con la seguente relazione:

$$Q_{d, Gruppo} = N \cdot E \cdot Q_{d, \text{singolo palo}}$$

La resistenza a carico verticale della palificata è data dal prodotto della resistenza del palo singolo ($Q_{d, \text{singolo palo}}$) per il numero N di pali del gruppo e per il fattore E di efficienza della palificata. In particolare l'efficienza è valutata con la formulazione empirica di Converse Labarre.

Nel seguito si riportano le verifiche eseguite per le pile in esame:

| SPALLE | Casi di calcolo | L_{pali} [m] | Q_d (palo sing.) [kN] | PORTANZA PALI DI GRUPPO | | | | | | | | |
|--------|-----------------|--------------------------|-------------------------------|-------------------------|-----------|----------------|------------|--------|--------------|-----------------------|----------------------|------|
| | | | | Diametro | interasse | n. pali x fila | m. n. fila | Φ | E efficienza | $N_{\text{max, SLU}}$ | $Q_d \text{ Gruppo}$ | FS |
| | | | | [m] | [m] | [-] | [-] | [°] | [-] | [kN] | [kN] | [-] |
| S01 | 5.0 | 28 | 10437 | 1.5 | 4.5 | 4 | 3 | 18.43 | 0.71 | 75987 | 88901 | 1.17 |

11.4 CAPACITÀ PORTANTE LATERALE DEI PALI DI FONDAZIONE

Per i pali di fondazione da realizzare nei terreni non suscettibili ai fenomeni di liquefazione, le verifiche di capacità portante laterale dei pali di fondazione vengono eseguite secondo la consolidata metodologia di Broms (1964) per terreni incoerenti sotto falda attraverso un apposito foglio di calcolo. Per tutti i pali si configura l'ipotesi di palo lungo. Le verifiche, riportate nelle pagine seguenti, risultano soddisfatte assumendo cautelativamente un angolo d'attrito $\varphi=30^\circ$. Le armature in testa al palo utilizzate per il calcolo del momento resistente (M_y) sono riportate al paragrafo delle verifiche strutturali dei pali di fondazione.

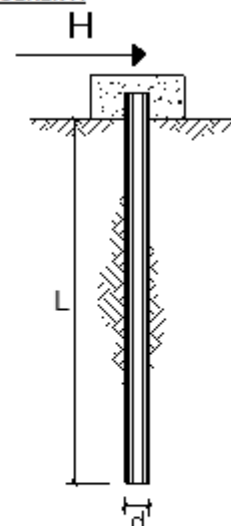
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

| coefficienti parziali | | | A | | M | R |
|--------------------------|----------|---|------------|------------|-----------------|---------------|
| Metodo di calcolo | | | permanenti | variabili | γ_σ | γ_τ |
| | | | γ_a | γ_b | | |
| SLU | A1+M1+R1 | □ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 |
| | A2+M1+R2 | □ | 1.00 | 1.30 | 1.00 | 1.60 |
| | A1+M1+R3 | □ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.30 |
| | SISMA | ● | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.30 |
| DM88 | | □ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| definiti dal progettista | | □ | 1.30 | 1.50 | 1.25 | 1.00 |



| n | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥10 | T.A. | prog. |
|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| ξ_3 | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 | 1.50 | 1.45 | 1.40 | 1.00 | 1.45 |
| ξ_4 | 1.70 | 1.55 | 1.48 | 1.42 | 1.34 | 1.28 | 1.21 | 1.00 | 1.00 |

V114 – Ponte su canale pk 21+170 L=125m (ex VI09):
Relazione di calcolo Spalla S1

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|-----------|------|----------|
| L102 | 02D78 | CL | V11404001 | A | 55 di 59 |

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

DATI DI INPUT:

| | | | | | |
|---|----------------------|----------|----------------------|----------------------|-----------|
| Lunghezza del palo | L = | 28.00 | (m) | | |
| Diametro del palo | d = | 1.50 | (m) | | |
| Momento di plasticizzazione della sezione | M _y = | 12540.29 | (kN m) | | |
| Angolo di attrito del terreno | φ' med= | 30.00 | (°) | φ' min= | 30.00 (°) |
| Angolo di attrito di calcolo del terreno | φ' med,d= | 30.00 | (°) | φ' min,d= | 30.00 (°) |
| Coeff. di spinta passiva (k _p = (1+sinΦ')/(1-sinΦ')) | k _p med = | 3.00 | (-) | k _p min = | 3.00 (-) |
| Peso di unità di volume (con falda γ = γ') | γ = | 10.00 | (kN/m ³) | | |
| Azione Tagliante (V): | V = | 1643.5 | (kN) | | |
| Carico Assiale variabile (Q): | Q = | 0 | (kN) | | |

Palo corto:

H1 med= 52920.00 (kN) **H1 min=** 52920.00 (kN)

Palo intermedio:

H2 med= 18087.87 (kN) **H2 min=** 18087.87 (kN)

Palo lungo:

H3 med= 4572.91 (kN) **H3 min=** 4572.91 (kN)

H med = 4572.91 (kN) palo lungo **H min =** 4572.91 (kN) palo lungo

H_k = Min(H med/ξ₃ ; R min/ξ₄) = 2689.95 (kN)

H_d = H_k/γ_T = 2069.19 (kN)

F_d = G · γ_G + Q · γ_Q = 1643.50 (kN)

FS = H_d / F_d = 1.26

FS (gruppo) = 1.01

Si fa notare che per tener conto degli effetti di gruppo è stato considerato un coefficiente riduttivo del carico limite pari a 0.8 (coefficiente di gruppo).

11.5 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI IN FONDAZIONE

Per la valutazione dei cedimenti in fondazione si rimanda alla relazione geotecnica di calcolo per le fondazioni dei viadotti.

12 APPOGGI E GIUNTI

12.1 APPOGGI

Gli apparecchi d'appoggio fissi devono essere dimensionati con il criterio della GR (NTC p.to 7.9.5.4.1). Essi devono quindi essere in grado di trasmettere, mantenendo la piena funzionalità, forze orizzontali tali da produrre, nella o nelle sezioni critiche alla base della pila, un momento flettente pari a: $\gamma_{Rd} M_{Rd}$, dove M_{Rd} è il momento resistente della o delle sezioni critiche. Questa verifica può essere eseguita in modo indipendente per le due direzioni dell'azione sismica. Le forze determinate come sopra possono risultare superiori a quelle che si ottengono dall'analisi ponendo $q = 1$; in tal caso per il progetto degli apparecchi è consentito adottare queste ultime.

Di seguito si riportano quindi i massimi scarichi verticali ed orizzontali agenti sugli appoggi in condizioni statiche (SLU e SLE) e sismiche (SLV). Lo sforzo verticale è ricavato direttamente dagli scarichi derivanti dal modello di impalcato.

| VI14 - Impalcato a cassoncini in c.a.p. 25.00 m | | | | | | |
|---|---------|---------|---------|-------------|---------|-------------|
| FISSI | | UNIDIR. | | | MULTI | GIUNTI |
| V. (kN) | H. (kN) | V. (kN) | H. (kN) | SCORRIMENTO | V. (kN) | ESCURSIONE |
| 4550 | 4580 | 4550 | 4430 | dlong .±110 | 4550 | elong .±100 |

CORSA APPARECCHI D'APPOGGIO MOBILI (δ_{App})

$$\delta_{App} = \pm \max [E_L/2 + E_L/8; E_L + 15\text{mm}] = \pm$$

104.2

dove l'escursione longitudinale del giunto E_L è definita al paragrafo successivo.

12.2 ESCURSIONE DEI GIUNTI

In accordo con il p.to 2.5.2.1.5.1 del RFI DTC SICS PS MA IFS 001 A, per ponti e viadotti costituiti da una serie di travi semplicemente appoggiate di uguale luce, l'entità dell'escursione totale dei giunti e degli apparecchi di appoggio può essere valutata come segue:

$$E_L = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2D_t + 4d_{Ed} \cdot k_2 + 2d_{eg})$$

dove:

- E_1 è lo spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;
- E_2 è lo spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica;
- E_3 è lo spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni non collegate;
- $k_1 = 0.45$ è un coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;
- $k_2 = 0.55$ è un coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti;
- d_{Ed} è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento d_E prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato nel paragrafo 7.3.3.3 del D.M. 14/01/2008: $d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$

dove d_{Ee} è lo spostamento corrispondente al periodo di vibrazione della pila ricavato dallo spettro elastico in termini di spostamento e $\mu_D = q$ per $T_1 \geq T_C$ oppure $\mu_D = 1+(q-1) \cdot T_C/T_1$ per $T_1 < T_C$ e con la limitazione $\mu_D \leq 5q-4$ (q è il fattore di struttura).

- d_{eg} è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno, da valutare secondo il paragrafo 3.2.3.3 del D.M. 14/01/2008. Il valore di spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo (d_g) di un punto può calcolarsi secondo l'espressione seguente:

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C T_D$$

dove a_g , S , T_C , T_D sono le grandezze definite al paragrafo 0. Nel caso in esame si suppone in via cautelativa che tale spostamento assoluto coincida con lo spostamento relativo tra due punti, ossia si sta valutando lo spostamento relativo della fondazione in esame rispetto ad un punto fermo.

Di seguito è riportato il calcolo per la pila di altezza maggiore:

| Calcolo escursione longitudinale dei giunti | | | | | | | | | | | | | |
|---|------------|-------|-------|----------------|---------|-------|-------|-------|------------------------------|-------|-------------------|-------|-------------------------|
| Azione termica | | | | Azione sismica | | | | | Azione sismica in fondazione | | Escursione giunti | | Limitazioni Normative |
| L | ΔT | D_t | E_1 | T_1 | μ_d | d_E | k_2 | E_2 | d_g | E_3 | k_1 | E_L | $E_L = \max(E_0 + E_i)$ |
| [mm] | [°] | [mm] | [mm] | [s] | [-] | [mm] | [-] | [mm] | [mm] | [mm] | [-] | [mm] | [mm] |
| 25000 | 22.5 | 5.625 | 11.25 | 0.220 | 1.00 | 4.3 | 0.55 | 9.4 | 83.4 | 166.8 | 0.45 | 84 | 166.8 |

Nota: Nel caso specifico lo spostamento d_{Ed} coincide con il valore dello spostamento elastico calcolato in base allo schema strutturale di mensola con incastro alla base per effetto dell'azione sismica di progetto nell'ipotesi $q=1$: $d_{Ed} = (FH^3/3EI) \cdot \mu_d$

VI14 – Ponte su canale pk 21+170 L=125m (ex VI09):
Relazione di calcolo Spalla S1

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|-----------|------|----------|
| LI02 | 02D78 | CL | VI1404001 | A | 58 di 59 |

Per garantire infine un minimo di escursione in funzione della sismicità del sito, il valore EL dovrà essere assunto non minore di:

$$\text{Per valori di } a_g(\text{SLV}) < 0.25g : E_L \geq \max(0.10m; 2.3 \cdot L/1000 + 0.073) = E_{L\text{min Non sismica}} \quad 130.5 \text{ mm}$$

$$\text{Per valori di } a_g(\text{SLV}) \geq 0.25g : E_L \geq \max(0.15m; 3.3 \cdot L/1000 + 0.1) = E_{L\text{min sismica}} \quad 182.5 \text{ mm}$$

ove: L= Lunghezza del ponte (m)

Nel caso in esame: Classe zona: Non Sismica

In definitiva:

$$E_L = 166.8 \text{ mm}$$

Pertanto:

ESCURSIONE DEI GIUNTI (δ_{Giu})

$$\delta_{GIU} = \pm E_L/2 + 10\text{mm} = \pm 93.4 \text{ mm}$$

AMPIEZZA DEI VARCHI (V)

$$V \geq E_L/2 + V_0 = 103.4 \text{ mm}$$

ove: $V_0 = 20 \text{ mm}$



LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

VI14 – Ponte su canale pk 21+170 L=125m (ex VI09):
Relazione di calcolo Spalla S1

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|-----------|------|----------|
| LI02 | 02D78 | CL | VI1404001 | A | 59 di 59 |

13 CONCLUSIONI

I risultati ottenuti nelle analisi e nelle verifiche, mostrano che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.