

**CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO
ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA**

S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"

LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA283

PROGETTAZIONE: ANAS - COORDINAMENTO TERRITORIALE ADRIATICA

| | |
|--|--|
| <p>I PROGETTISTI Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore Ing. Simona MASCIULLO - Progettista</p> | <p>ATTIVITA' DI SUPPORTO</p> <p>RTP: Lombardi Ingegneria S.r.L. - Strutture TechProject S.r.L. - Geotecnica - Impianti</p> |
| <p>COLLABORATORI Geom. Andrea DELL'ANNA Geom. Massimo MARTANO Geom. Giuseppe CALO'</p> | |
| <p>IL GEOLOGO Dott. Pasquale SCORCIA</p> | |
| <p>IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Alberto SANCHIRICO</p> | |
| <p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA</p> | |
| <p>RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT PUGLIA Ing. Nicola MARZI</p> | |

08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI

Sottopasso (Comune di Maglie)

ST1 - al km 3+528.22

Relazione di calcolo geotecnica

| | | | |
|---|--|---|---|
| <p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>L0503A D 1701</p> | <p>NOME FILE</p> <p>TOO_ST01_GET_RE02_C.pdf</p> <p>CODICE ELAB. T O O S T 0 1 G E T R E 0 2</p> | <p>REVISIONE</p> <p>C</p> | <p>SCALA:</p> <p>Varie</p> |
| <p>C</p> | <p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p> | <p>Gennaio 2019</p> | |
| <p>B</p> | <p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p> | <p>Ottobre 2018</p> | |
| <p>A</p> | <p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p> | <p>Giugno 2018</p> | |
| <p>REV.</p> | <p>DESCRIZIONE</p> | <p>DATA</p> | <p>REDATTO VERIFICATO APPROVATO</p> |

INDICE

| | | |
|-------|--|----|
| 1. | PREMESSA | 5 |
| 1.1 | Descrizione dell'opera | 5 |
| 1.2 | Considerazioni sul progetto strutturale | 7 |
| 2. | NORMATIVA E RIFERIMENTI | 8 |
| 3. | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | 9 |
| 3.1 | Calcestruzzo | 9 |
| 3.2 | Acciaio per cemento armato | 9 |
| 3.3 | Acciaio da carpenteria | 10 |
| 3.4 | Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferrì | 11 |
| 4. | CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI | 12 |
| 4.1 | Criteri di calcolo | 12 |
| 4.2 | Definizione delle azioni | 12 |
| 5. | COMBINAZIONI DI CARICO | 13 |
| 6. | ANALISI DEI CARICHI | 14 |
| 6.1 | Azioni permanenti | 14 |
| 6.1.1 | Peso proprio degli elementi strutturali (g ₁) | 14 |
| 6.1.2 | Carichi permanenti portati (g ₂) | 14 |
| 6.2 | Azioni variabili da traffico | 15 |
| 6.2.1 | Carichi mobili (q ₁) | 15 |
| 6.3 | Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q ₃) | 16 |
| 6.4 | Azioni variabili di vento e neve (q ₅) | 16 |
| 6.5 | Azioni sismiche (q ₆) | 17 |
| 7. | IMPALCATI - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE | 20 |
| 7.1 | Generalità | 20 |
| 8. | IMPALCATI - ANALISI STRUTTURALE | 21 |
| 8.1 | Generalità | 21 |

| | | |
|--------|--|----|
| 8.2 | Descrizione del modello di calcolo | 21 |
| 8.3 | Descrizione dei carichi applicati | 22 |
| 8.3.1 | Carichi mobili (q1) | 22 |
| 8.4 | Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione | 23 |
| 9. | IMPALCATI – VERIFICHE DELLE TRAVI | 25 |
| 9.1 | Verifiche di resistenza profilati metallici | 25 |
| 9.2 | Verifiche di resistenza unione saldata profilati metallici | 26 |
| 9.3 | Verifiche di deformabilità | 26 |
| 9.4 | Verifiche a fatica | 27 |
| 10. | IMPALCATO – VERIFICHE SOLETTA | 28 |
| 10.1 | Verifiche di resistenza | 28 |
| 10.2 | Verifiche di durabilità | 31 |
| 11. | SPALLE – VERIFICHE FONDAZIONE E ELEVAZIONE | 32 |
| 11.1 | Generalità | 32 |
| 11.2 | Rampa laterale sinistra – Spalla “SpA-sx” | 34 |
| 11.2.1 | Analisi dei carichi | 34 |
| 11.2.2 | Condizioni di carico | 38 |
| 11.2.3 | Combinazioni di carico | 39 |
| 11.3 | Rampa laterale sinistra – Spalla “SpB-sx” | 41 |
| 11.3.1 | Analisi dei carichi | 41 |
| 11.3.2 | Condizioni di carico | 45 |
| 11.3.3 | Combinazioni di carico | 46 |
| 11.4 | Rampa laterale destra – Spalla “SpA-dx” | 48 |
| 11.4.1 | Analisi dei carichi | 48 |
| 11.4.2 | Condizioni di carico | 52 |
| 11.4.3 | Combinazioni di carico | 53 |
| 11.5 | Rampa laterale destra – Spalla “SpB-dx” | 55 |
| 11.5.1 | Analisi dei carichi | 55 |
| 11.5.2 | Condizioni di carico | 59 |
| 11.5.3 | Combinazioni di carico | 60 |

| | |
|--|-----|
| 11.6 Rampe laterali – Verifiche | 62 |
| 11.6.1 Verifiche di stabilità – Ribaltamento | 62 |
| 11.6.2 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLU | 63 |
| 11.6.3 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE | 64 |
| 11.6.4 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte | 65 |
| 11.6.5 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE | 66 |
| 11.6.6 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base | 67 |
| 11.6.7 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLE | 68 |
| 11.6.8 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLU | 69 |
| 11.6.9 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLE | 71 |
| 11.6.10 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLU | 72 |
| 11.6.11 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE | 75 |
| 11.6.12 Verifiche strutturali – Soletta di transizione SLU | 76 |
| 11.7 Opera centrale – Spalla “SpA” | 78 |
| 11.7.1 Analisi dei carichi | 79 |
| 11.7.2 Condizioni di carico | 82 |
| 11.7.3 Combinazioni di carico | 83 |
| 11.8 Opera centrale – Spalla “SpB” | 85 |
| 11.8.1 Analisi dei carichi | 86 |
| 11.8.2 Condizioni di carico | 89 |
| 11.8.3 Combinazioni di carico | 90 |
| 11.9 Opera centrale – Verifiche | 92 |
| 11.9.1 Verifiche di stabilità – Ribaltamento | 92 |
| 11.9.2 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle | 93 |
| 11.9.3 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE | 94 |
| 11.9.4 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte | 95 |
| 11.9.5 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE | 96 |
| 11.9.6 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base | 97 |
| 11.9.7 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLE | 98 |
| 11.9.8 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia | 99 |
| 11.9.9 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLU | 100 |
| 11.9.10 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE | 103 |
| 11.9.11 Verifiche strutturali – Soletta di transizione | 104 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 11.10 | Verifiche per urto da traffico ferroviario | 105 |
| 12. | APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI | 106 |
| 13. | ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO | 109 |
| 13.1 | Origine, caratteristiche e affidabilità dei software di calcolo | 109 |
| 13.2 | Giudizio motivato di accettabilità dei risultati | 109 |
| 13.2.1 | Ripartizione trasversale carico accidentale | 109 |

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale dell'opera *Sottopasso (Comune di Maglie) ST 01 - al km 3+528.22* prevista nell'ambito dei lavori della S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA" AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO AL D.M. 5.11.2001 S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000 1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

1.1 Descrizione dell'opera

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale dell'impalcato a travi metalliche incorporate che realizzano un "solettone" avente uno spessore strutturale pari a 532 mm (costituito da profili HEM400 di altezza pari a 432mm e soletta di c.a. collaborante di altezza pari a 100 mm).

La sovrastruttura nel suo insieme è composta da due impalcati laterali esterni (rampe) e da un impalcato centrale. L'impalcato delle rampe ha larghezza variabile mentre la piattaforma centrale ha larghezza costante: per tutti gli impalcati sono previsti dei cordoli di bordo in destra e sinistra sui quali sono montati gli elementi di ritenuta.

Lo schema statico della sovrastruttura è quello di trave in semplice appoggio avente la seguente geometria:

- $L \cong 17.8 \text{ m} \Rightarrow$ luce campata;

- $B_{\text{rampa}} \cong 8.3\text{m} \Rightarrow$ larghezza rampe (n. 15/16 travi HEM400);

- $B_{\text{imp-centrale}} \cong 23.5\text{m} \Rightarrow$ larghezza impalcato centrale (n. 45 travi HEM400).

Le travi d'impalcato sono posizionate con un interasse di 0.50 m. La sovrastruttura di impalcato è vincolata alle sottostrutture spalle mediante un sistema di dispositivi d'appoggio in acciaio PTFE.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno considerate le azioni previste dalla normativa vigente NTC 2018 così come riportato nei capitoli successivi.

Nelle figure seguenti si illustrano le caratteristiche principali dell'opera in esame.

1.2 Considerazioni sul progetto strutturale

Per il calcolo delle strutture si è fatto riferimento ai carichi mobili relativi ai ponti di 1^a categoria desunti dalle *NTC 2018*.

Trattandosi, nel funzionamento globale dell'impalcato, di un sistema misto con travi in acciaio annegate in un solettone di calcestruzzo armato, le azioni agenti vengono suddivise in due fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo del solettone e quindi alle differenti sezioni resistenti delle sezioni nelle due fasi.

- Fase 1: tale fase considera il peso proprio delle travi in acciaio e del getto della soletta che, in questa fase, non è reagente ovvero non collabora; la sezione resistente corrisponde alla sola trave in acciaio;
- Fase 2: tale fase considera il peso dei successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, marciapiedi/cordoli, barriere di sicurezza, etc.) ed il transito dei carichi mobili di esercizio. La sezione resistente è sempre composta dalla sola trave in acciaio ma ora la soletta in c.a. è considerata nel sistema come un elemento (di altezza pari a 100mm) che collabora insieme alle travi alla ripartizione delle azioni esterne; le verifiche saranno eseguite facendo sempre riferimento alla sola sezione di carpenteria metallica.

Si evidenzia che tutte le verifiche riportate nel presente Progetto Definitivo sono tese ad individuare le opportune dimensioni delle carpenterie dei vari elementi strutturali ed i relativi quantitativi di armatura necessari al soddisfacimento delle principali verifiche di resistenza condotte per le combinazioni di carico *SLU* più gravose garantendo e adottando adeguati margini sui coefficienti di sicurezza stabiliti in base alla propria esperienza e con lo scopo di avere soddisfatte indirettamente anche le verifiche dello stato tensionale per le combinazioni agli *SLE*.

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore elencate nel seguito.

- [I] *D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni;*
- [II] *UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;*
- [III] *Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;*
- [IV] *UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;*
- [V] *UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, complementari per l'applicazione delle EN 206-1;*
- [VI] *UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.*
- [VII] *CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.*

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

Per la realizzazione del **magro di fondazione** si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe *C12/15* ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$).

Per la realizzazione delle **fondazioni delle spalle e della soletta di transizione** si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe *C28/35* ($R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$).

Per la realizzazione delle **elevazioni delle spalle, dei baggioli e ritegni sismici** si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe *C32/40* ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$).

Per la realizzazione delle **predalle, della soletta di impalcato e dei cordoli** si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe *C35/45* ($R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$).

3.2 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio saldabile del tipo B450C controllato in stabilimento caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$$f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ MPa};$$

$$f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ MPa}.$$

L'acciaio B450C deve rispettare le caratteristiche riportate nella seguente tabella.

| Proprietà | Requisito | Frattile (%) |
|--|----------------------------|--------------|
| Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} | $\geq 450 \text{ MPa}$ | 5.0 |
| Tensione caratteristica di rottura f_{tk} | $\geq 540 \text{ MPa}$ | 5.0 |
| $(f_t/f_y)_k$ | ≥ 1.15 ≤ 1.35 | 10.0 |
| $(f_t/f_{y \text{ nom}})_k$ | ≤ 1.25 | 10.0 |
| Allungamento totale al carico massimo (A_{gt}) | $\geq 7.5\%$ | 10.0 |
| Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche: | | |
| $\phi < 12$ | 4 ϕ | |
| $12 \leq \phi \leq 16$ | 5 ϕ | |
| $16 < \phi \leq 25$ | 8 ϕ | |
| $25 < \phi \leq 40$ | 10 ϕ | |

T.1 Caratteristiche dell'acciaio

3.3 Acciaio da carpenteria

Acciaio tipo S355. La tensione di snervamento f_y e di rottura f_u per gli acciai S355 in funzione degli spessori è la seguente [1].

| t [mm] | ≤ 40 | > 40 ≤ 80 |
|----------|-----------|---------------------|
| f_y | 355 | 335 |
| f_u | 490 | 470 |

T.2 Tensioni massime [MPa] di snervamento e rottura dell'acciaio

Il modulo di elasticità è pari a:

$$- E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

Il coefficiente di espansione termica è pari a:

$$- \alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$$

Il coefficiente di Poisson:

$$- \nu = 0.3$$

Densità:

$$- \rho = 7850 \text{ kg/m}^3$$

3.4 Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferri

Il calcestruzzo deve essere in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nella presente sezione si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi (resistenza caratteristica, copriferri, ecc..) da impiegare per la realizzazione delle diverse parti dell'opera in oggetto tali da conseguire il requisito di durabilità richiesto.

In relazione alle classi di esposizione ambientale definite nella *UNI EN 206-1* e nella *UNI 11104*, sono state attribuite ai diversi elementi strutturali le seguenti classi di esposizione alle quali sono state associate le condizioni ambientali:

| | | |
|---|------------------|-------------------------|
| <i>Fondazioni spalle</i> | <i>XC2</i> | <i>c.a. ordinarie;</i> |
| <i>Elevazioni spalle</i> | <i>XC4+XD1</i> | <i>c.a. aggressive;</i> |
| <i>Soletta impalcato, cordoli e predalles</i> | <i>XC4 / XD3</i> | <i>c.a. aggressive;</i> |
| <i>Travi di impalcato</i> | <i>XC4+XD1</i> | <i>c.a. aggressive;</i> |

L'armatura deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto della tolleranza di posa delle armature.

La distanza tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "*copriferro nominale*".

Considerate le classi di esposizione ambientale, la tipologia delle opere e le classi del calcestruzzo impiegato, i valori del copri ferro minimo sono assunti pari a:

| Elemento | Copriferro nominale di progetto c_{nom} (mm) |
|---|--|
| <i>Fondazioni spalle/pile</i> | 45 |
| <i>Elevazioni spalle/pile</i> | 35 |
| <i>Soletta impalcato, cordoli e predalles</i> | 35 |
| <i>Travi di impalcato</i> | 35 |

T.3 Copriferri minimi

4. CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI

4.1 Criteri di calcolo

In ottemperanza al *D.M. del 17.01.2018*, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni per gli *SLU*, si adotta il metodo dell'analisi elastica lineare. Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi vengono effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate omogeneizzando rispetto all'acciaio ad eccezione delle zone interessate dalla fessurazione dove la rigidezza è valutata riferendosi al solo acciaio di armatura lenta disposta in soletta;
- relazioni tensioni deformazioni lineari;
- valori medi del modulo di elasticità.

Le unità di misura adottate sono i “*m*” per le lunghezze, “*kN e m*” per le forze e le sollecitazioni, i “*N e mm*” per le tensioni (ovvero *MPa*)

4.2 Definizione delle azioni

L'opera in esame è un ponte stradale; le azioni da considerare nella progettazione sono pertanto:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili da vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

Per le sottostrutture dell'opera in esame non sono state considerate le azioni da vento e neve poiché non dimensionanti; le azioni eccezionali non sono presenti.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Nel presente capitolo vengono definite le combinazioni di carico utilizzate nei calcoli.

Ai fini delle verifiche agli stati limite, in accordo con la [I], si definiscono le seguenti combinazioni di azioni:

- Combinazione *FONDAMENTALE (FO)*, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (*SLU*):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{G3} G_3 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione *RARA (RA)*, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (*SLE*) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione *SISMICA (SIS)*, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$E + G_1 + G_3 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente Ψ_{2i} sono quelli riportati nelle tabelle della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\Psi_{2i} = 0$.

Di seguito si riporta la matrice di combinazioni implementata.

| <i>- MATRICE CONDIZIONI/COMBINAZIONI</i> | | | | | | | | | | | | |
|--|------|------|------|--------|--------|------|------|------|------|-------|-------|-------|
| cond\comb | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| REALIZZAZIONE | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM SP | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACC SP | 0 | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| PERM IMP | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1.35 | 1.0125 | 1.0125 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| ST | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SA | 0 | 0 | 1.35 | 1.0125 | 1.0125 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| VARTEMPD | 0 | 0 | 0.72 | 1.2 | 0.72 | 1.2 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| VARTEMPU | 0 | 0 | 0.72 | 1.2 | 0.72 | 1.2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| FR | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| VENTO | 0 | 0 | 0.9 | 0.9 | 1.5 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SIS SP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 |
| SIS SP T | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 |
| SIS SP V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | -0.30 | -0.30 | -1.00 |
| SIS IMP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 |
| SIS IMP T | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 |
| SIS IMP V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 |
| DS | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |

T.4 Matrice Combinazioni di carico SLU STATICHE (STR) e SLU SISMICHE (SLV)

6. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente capitolo, sulla base di quanto riportato al capitolo precedente, si descrivono i carichi elementari assunti per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico per la struttura in oggetto.

6.1 Azioni permanenti

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

| | |
|---------------------------|------------------------|
| - calcestruzzo armato: | 25 kN/m ³ |
| - carpenteria metallica: | 78.5 kN/m ³ |
| - rilevato | 18 kN/m ³ |
| - sovrastruttura stradale | 22 kN/m ³ |

6.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali (g_1)

Impalcato metallico.

Il peso della travi HEM400 è assunto pari a 2.6 kN/m per ogni trave.

Soletta

Per lo spessore della soletta, comprensivo delle predalles, si è considerato uno spessore medio di 0.53 m per una larghezza unitaria di impalcato pari all'interasse tipologico di 0.5m previsto per le travi metalliche:

$$G_{sol} = 0.53 \times 25 \times 0.5 \cong 6.63 \Rightarrow 7.0 \text{ kN/m / trave.}$$

6.1.2 Carichi permanenti portati (g_2)

I carichi permanenti portati (per metro lineare di struttura) sono i seguenti

| | |
|---|--|
| - sovr. stradale ($h_{media} \cong 0.3m$) | $0.3 \times 22 = 6.6 \text{ kPa};$ |
| - marciapiedi-cordoli ($h_{media} \cong 0.35m$) | $0.35 \times 25 = 8.75 \text{ kPa};$ |
| - velette prefabbricate | $2 \times (1.5 \times 0.12) \times 25 = 9.0 \text{ kN/m};$ |
| - organi di ritenuta (NJ) | 6.0 kN/m; |
| - organi di ritenuta (barriera metallica) | 1.5 kN/m; |
| - parapetti/reti di protezione | $1 \times 0.5 = 0.5 \text{ kN/m.}$ |

6.2 Azioni variabili da traffico

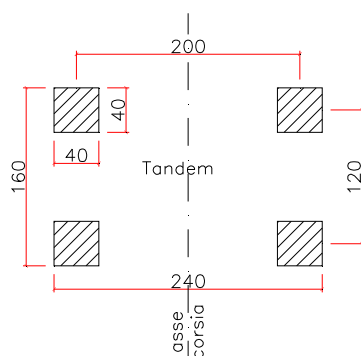
6.2.1 Carichi mobili (q_1)

Ai fini della determinazione delle azioni variabili da traffico, l'opera in oggetto è considerata come un ponte stradale di 1° **Categoria**. In relazione alla geometria della strada soprastante l'opera in esame si riportano le caratteristiche delle corsie convenzionali.

| | |
|-----------------------|--|
| $w = \text{var.}$ | larghezza di carreggiata; |
| $n_l = 3$ | numero di corsie convenzionali; |
| $w_l = 3.0 \text{ m}$ | larghezza di una corsia convenzionale; |
| $w - (3 \cdot n_l)$ | parte rimanente. |

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite mediante lo schema di carico 1 e lo schema di carico 2. Lo schema di carico 1 (schema dimensionante per le travi) prevede:

- il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale a due assi (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte);
- il carico ripartito $q_{1,k}$



F 4. Schema di carico 1 – Carico tandem

Trattandosi di ponte di 1° Categoria si considerano le intensità dei carichi riportate nella tabella seguente.

| Posizione | Carico asse Q_{ik} (kN) | Carico ripartito q_{ik} (kN/m ²) |
|-----------------|---------------------------|--|
| Corsia n. 1 | 300 | 9.00 |
| Corsia n. 2 | 200 | 2.50 |
| Corsia n. 3 | 100 | 2.50 |
| Parte rimanente | 0.00 | 2.50 |

T.1 Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Nelle verifiche si considerano tutte le disposizioni dei carichi variabili da traffico in maniera tale da massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti (massima densità di carico, massima eccentricità del carico risultante e massimo "carico centrato") nel rispetto del numero massimo di corsie individuabili secondo norma.

6.3 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)

Si riporta di seguito la valutazione dell'azione risultante di frenamento o di accelerazione q_3 per l'impalcato in esame.

$$q_3 = (0.6 \times 2 \times Q_{1k}) + (0.1 \times q_{1k} \times w_l \times L) \cong 408 \text{ kN}$$

con $L \cong 17.8$ m. L'azione in esame, con risultante nettamente inferiore alla risultante dell'azione sismica orizzontale dell'impalcato, non è dimensionante per l'opera in esame.

6.4 Azioni variabili di vento e neve (q5)

L'azione del vento è assimilata ad un carico orizzontale diretto perpendicolarmente all'asse del tracciato. Tale azione si considera agente sul piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitanti sul ponte è assimilata ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3.0 m a partire dal piano stradale. L'altezza della superficie esposta è pertanto pari a circa 3.65 m (3+0.53+0.12). La pressione del vento considerata in prima approssimazione è pari a $p=2.5$ kPa. L'azione del carico neve si ritiene trascurabile.

6.5 Azioni sismiche (q_6)

La caratterizzazione dell'azione sismica dell'opera in esame viene effettuata ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 e relative istruzioni. In particolare si fa riferimento ai seguenti parametri legati all'opera in sé:

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni.}$$

La classe d'uso assunta è la **IV**, il coefficiente d'uso risulta pertanto pari a:

$$C_u = 2.0$$

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

- Comune: Maglie (Long. 18.3133; Lat. 40.1241)
- Categoria di sottosuolo: B
- Condizione topografica: T1

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLD) = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 101 \text{ anni}$$

$$T_R(SLV) = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 949 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'*Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)*, è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- 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;
- S coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per sono riportati nella seguente tabella:

| STATO LIMITE | T_R | a_g | F_0 | T_c^* |
|--------------|--------|-------|-------|---------|
| [-] | [anni] | [g] | [-] | [s] |
| SLD | 101 | 0.029 | 2.390 | 0.278 |
| SLV | 949 | 0.08 | 2.573 | 0.481 |

F 5. Valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per il sito

L'accelerazione massima attesa al sito viene ricavata mediante la seguente relazione:

– **SLV** $\Rightarrow a_{max} = S \times a_g = 1.2 \times 0.080 \times g \cong 0.096 \times g$;

dove:

$S = S_S \times S_T = 1.2 \times 1.0 = 1.2$;

$S_S = 1.2$ coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo tipo **B**);

$S_T = 1.0$ coefficiente di amplificazione topografica.

– **SLD** $\Rightarrow a_{max} = S \times a_g = 1.2 \times 0.029 \times g \cong 0.035 \times g$;

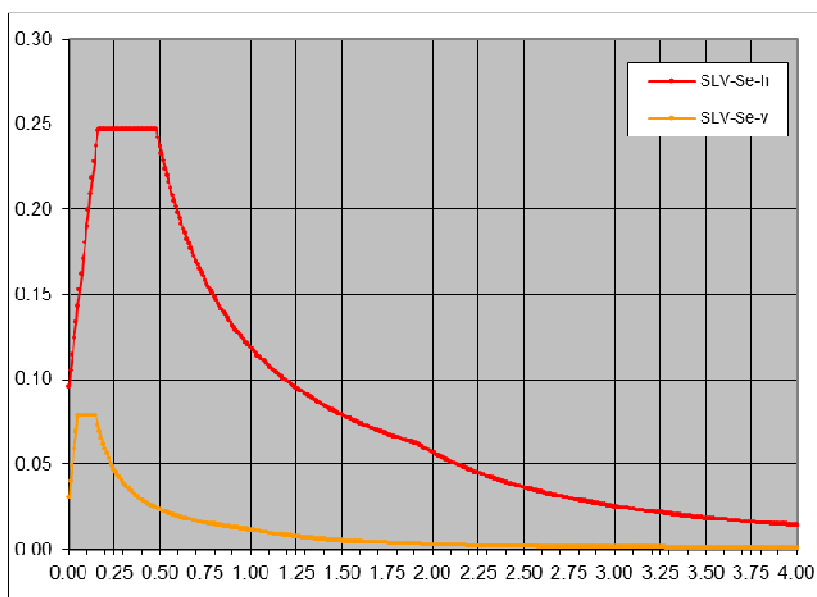
dove:

$S = S_S \times S_T = 1.2 \times 1.0 = 1.2$;

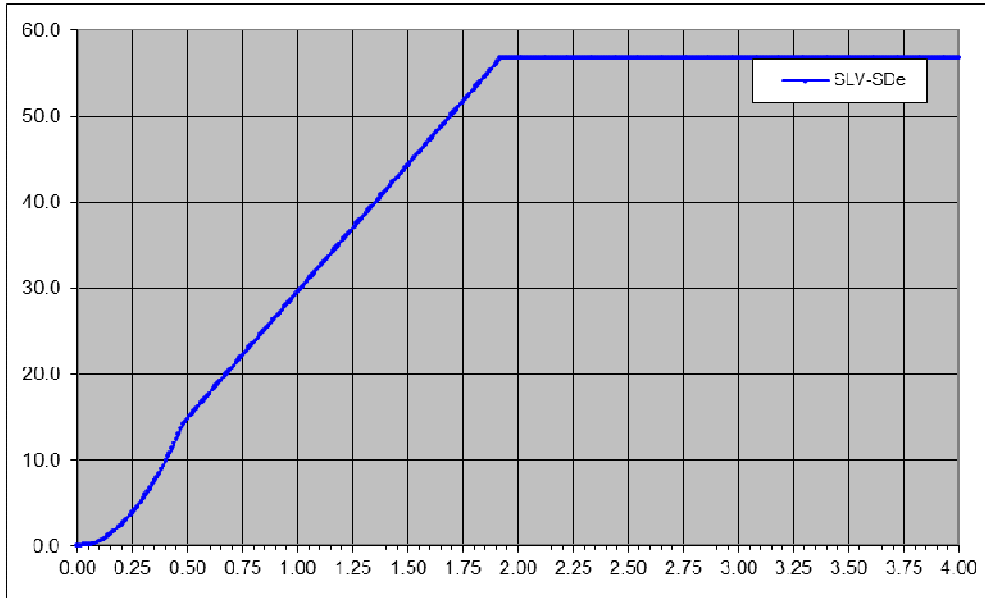
$S_S = 1.2$ coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo tipo **B**);

$S_T = 1.0$ coefficiente di amplificazione topografica.

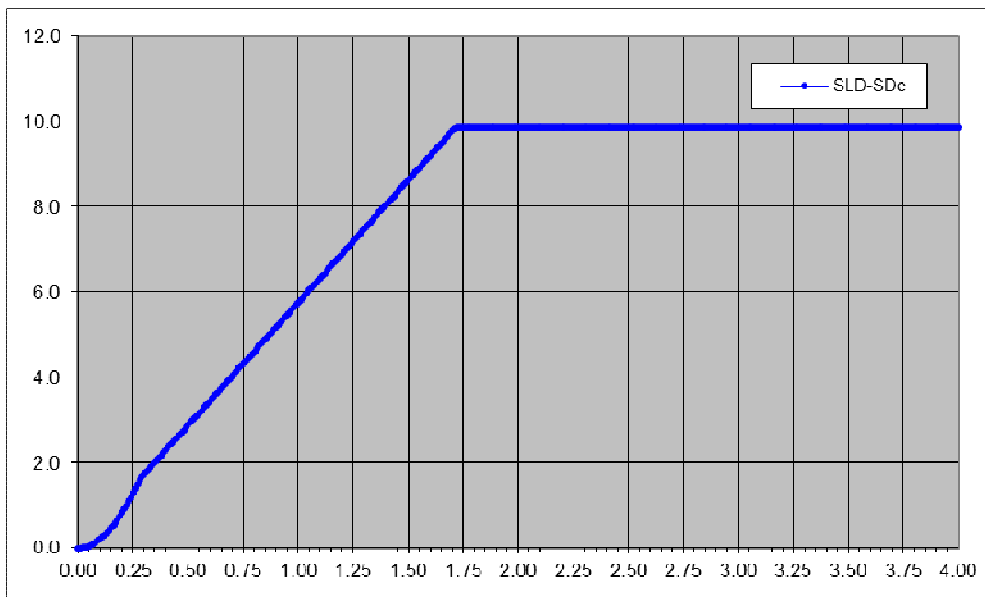
Di seguito si illustrano gli spettri elastici utilizzati nei calcoli. In particolare si osserva che il sisma verticale viene considerato solamente per le verifiche delle spalle mentre viene trascurato per le verifiche dell'impalcato.



F 6. Spettro elastico in accelerazione orizzontale e verticale SLV



F.7. Spettro elastico in spostamento orizzontale SLV



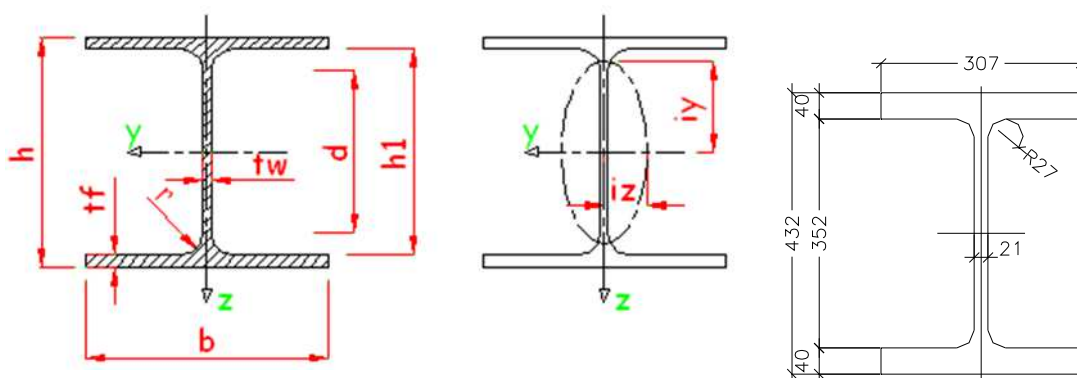
F.8. Spettro elastico in spostamento orizzontale SLD

7. IMPALCATI - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

7.1 Generalità

L'opera in esame è caratterizzata da un solettone di impalcato con travi metalliche incorporate del tipo *HEM400*; l'interasse dei profilati è pari a 500mm mentre l'altezza totale della struttura di impalcato risulta pari a 530mm. In particolare si hanno 15 profilati per le "rampe" e 48 profilati per la parte centrale.

Di seguito le dimensioni principali della trave in carpenteria metallica con le principali caratteristiche geometrico-inerziali.



T.2 Sezione trasversale HEM400

| | Dimensioni principali | | | | | Peso | Area |
|---------------------|------------------------------|-----|----------------|----------------|----|-------------|-----------------|
| | h | b | t _w | t _f | r | G | A |
| <i>Designazione</i> | mm | mm | mm | mm | mm | kg/m | cm ² |
| HE 400 M | 432 | 307 | 21 | 40 | 27 | 255.7 | 325.8 |

| Caratteristiche Statiche | | | | | | | | |
|---------------------------------|-----------------|-------------------|----------------|-----------------|--------------------------|-----------------|-------------------|----------------|
| Asse Forte "Y-Y" | | | | | Asse Debole "Z-Z" | | | |
| I _y | W _y | W _{pl,y} | i _y | A _{vz} | I _z | W _z | W _{pl,z} | i _z |
| cm ⁴ | cm ³ | cm ³ | cm | cm ² | cm ⁴ | cm ³ | cm ³ | cm |
| 104119 | 4820 | 5571 | 17.88 | 110.18 | 19335 | 1260 | 1934 | 7.70 |

8. IMPALCATI - ANALISI STRUTTURALE

8.1 Generalità

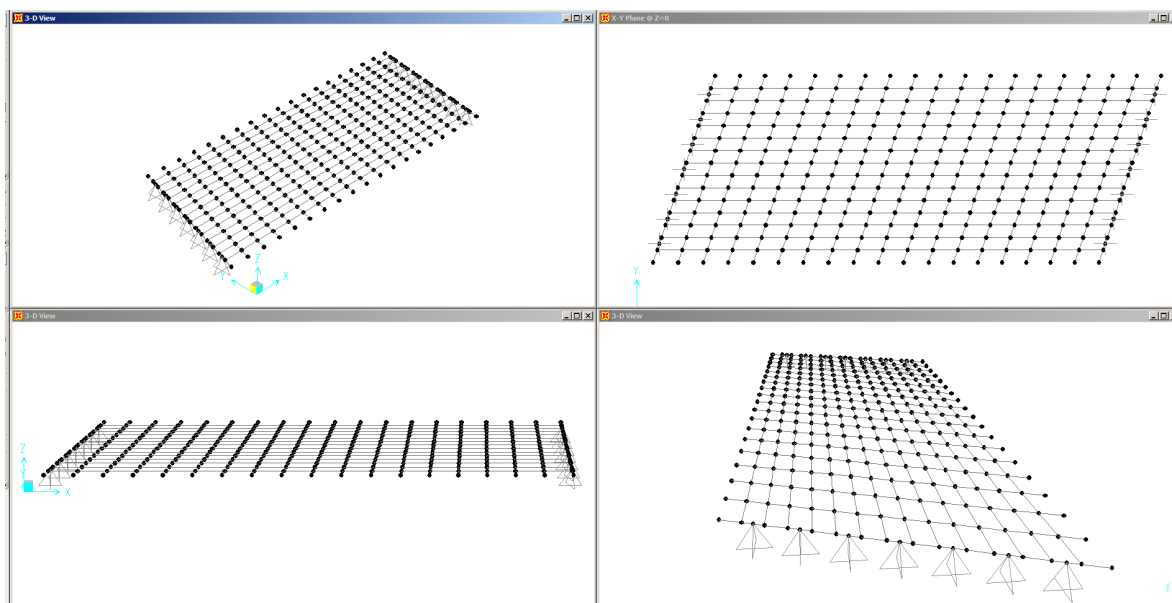
Per le travi di impalcato il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi permanenti di prima fase, di seconda fase e dai carichi variabili di esercizio è stato effettuato secondo due schemi statici limite ritenuti opportuni in ragione della natura e della dislocazione delle azioni esterne:

- trave semplicemente appoggiata \Rightarrow tale schema è stato ritenuto valido per i carichi permanenti quali il peso proprio degli elementi strutturali;
- graticcio di travi semplicemente appoggiate \Rightarrow tale schema è stato ritenuto valido per i carichi permanenti portati e per i carichi mobili di esercizio.

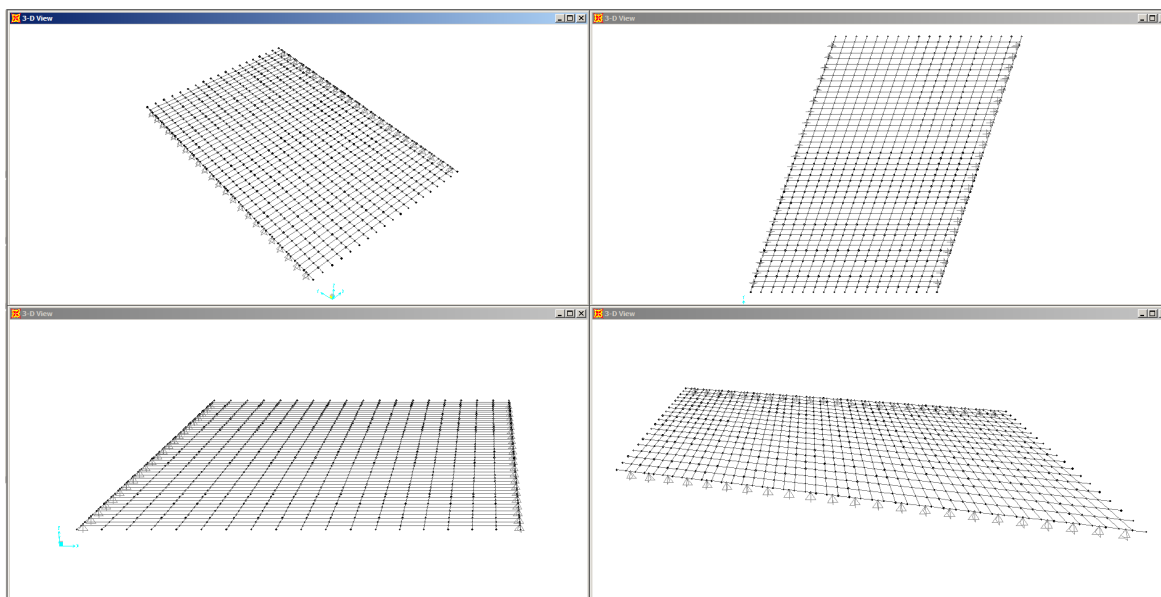
8.2 Descrizione del modello di calcolo

Le sovrastrutture si impalcato sono state modellate con l'ausilio del programma agli elementi finiti *SAP 2000*. Per effettuare le analisi previste per i carichi mobili di esercizio si sono realizzati due distinti modelli di calcolo aventi le caratteristiche meccaniche della fase finale. Gli impalcati in oggetto sono stati modellati con graticci di travi irrigidite e collegate dalla porzione superiore di soletta ($s_p=10\text{cm}$). Le strutture sono discretizzate con un adeguato numero di elementi frame a due nodi con sei gradi di libertà per nodo, tre traslazionali e tre rotazionali. Il sistema di riferimento è formato da una terna destrorsa x - y - z .

Una rappresentazione grafica qualitativa dei modelli strutturali adottati è riportata nelle figure seguenti.



F 9. Modello agli elementi finiti – Rampa laterale tipo



F 10. Modello agli elementi finiti – Opera centrale

8.3 Descrizione dei carichi applicati

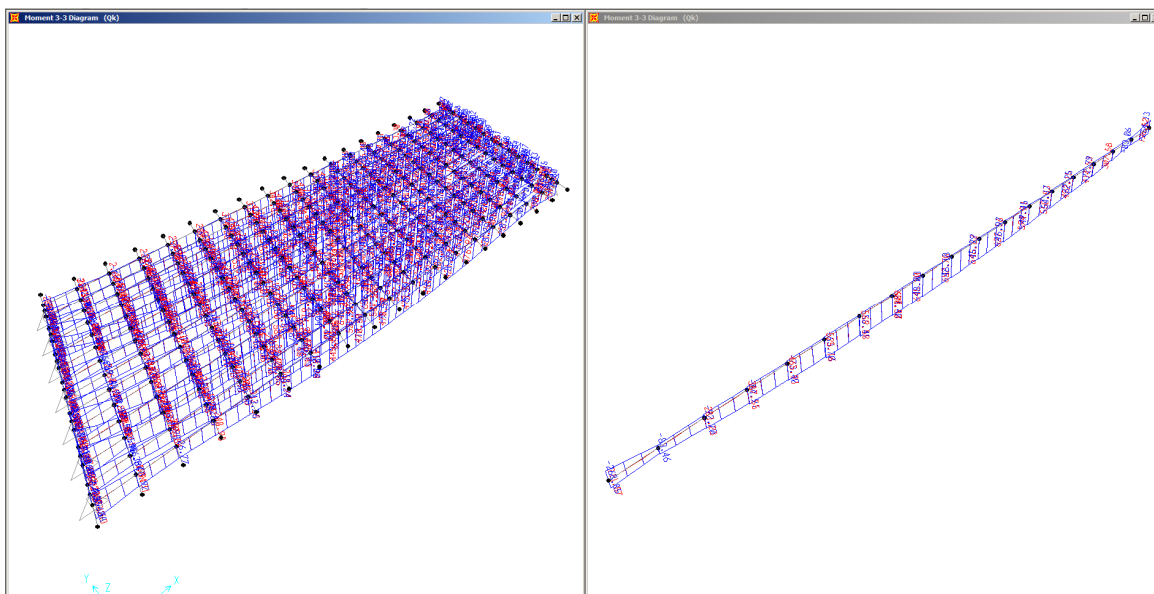
I carichi applicati, come precedentemente specificato, sono solo quelli relativi ai permanenti portati ed ai carichi mobili. Di seguito una descrizione della procedura utilizzata per la schematizzazione dei carichi mobili.

8.3.1 Carichi mobili (q_1)

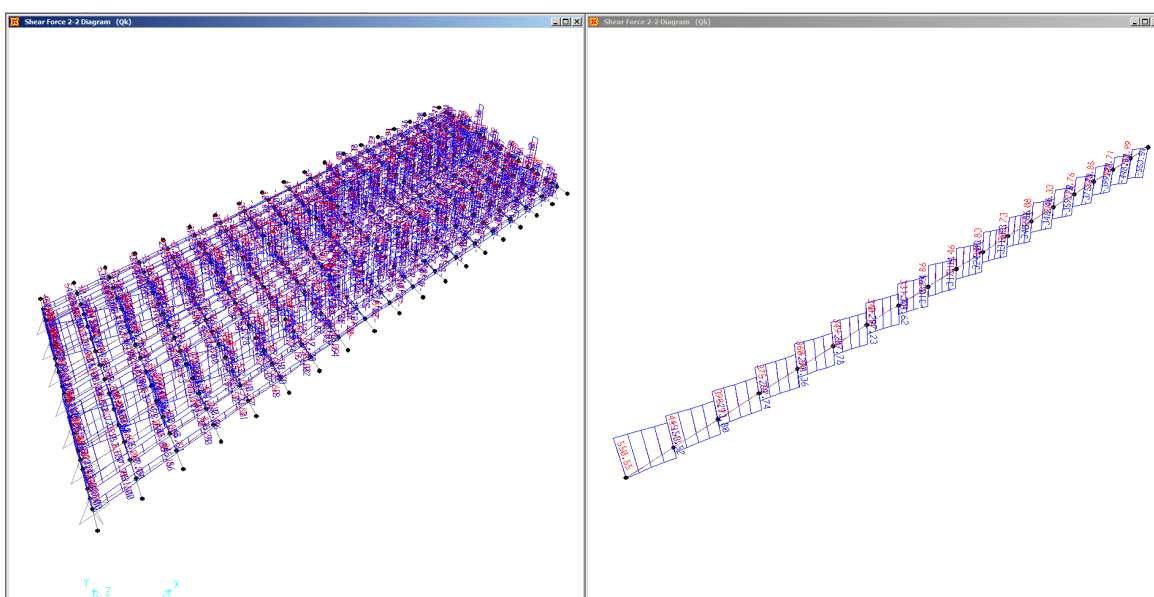
La procedura utilizzata per la valutazione delle sollecitazioni indotte dal carico viaggiante sul graticcio di travi prevede l'implementazione di diversi "vehicles" viaggianti su tutte le differenti "lane" di carico coincidenti ovviamente con le corsie di carico previste dalla normativa vigente.

8.4 Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione

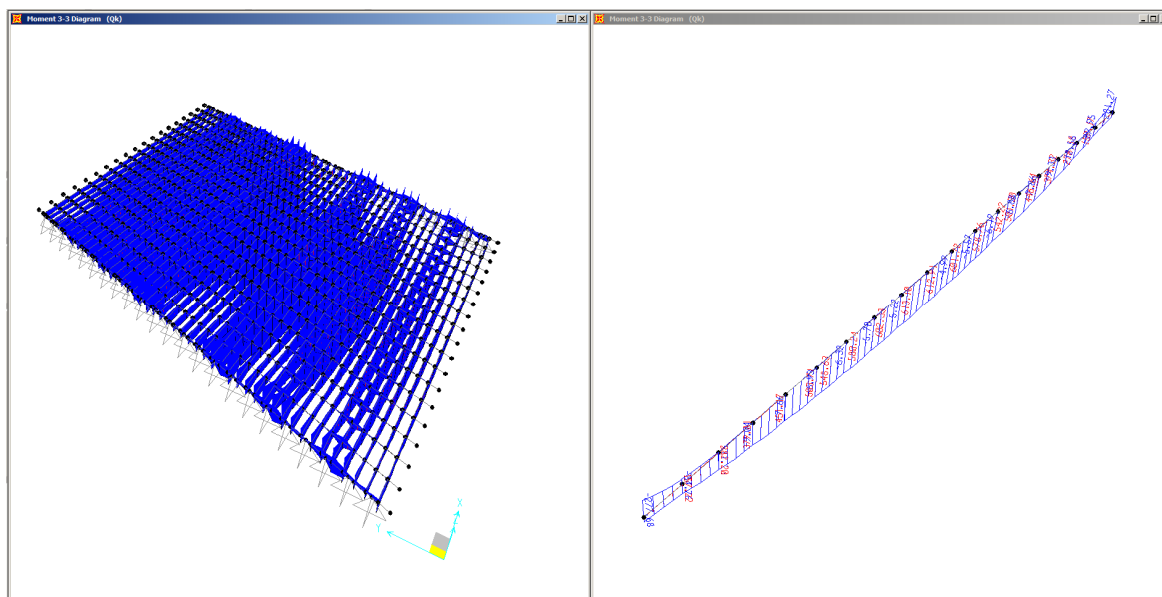
Nei seguenti grafici si mostrano gli andamenti delle sollecitazioni flettenti e taglianti nell'impalcato.



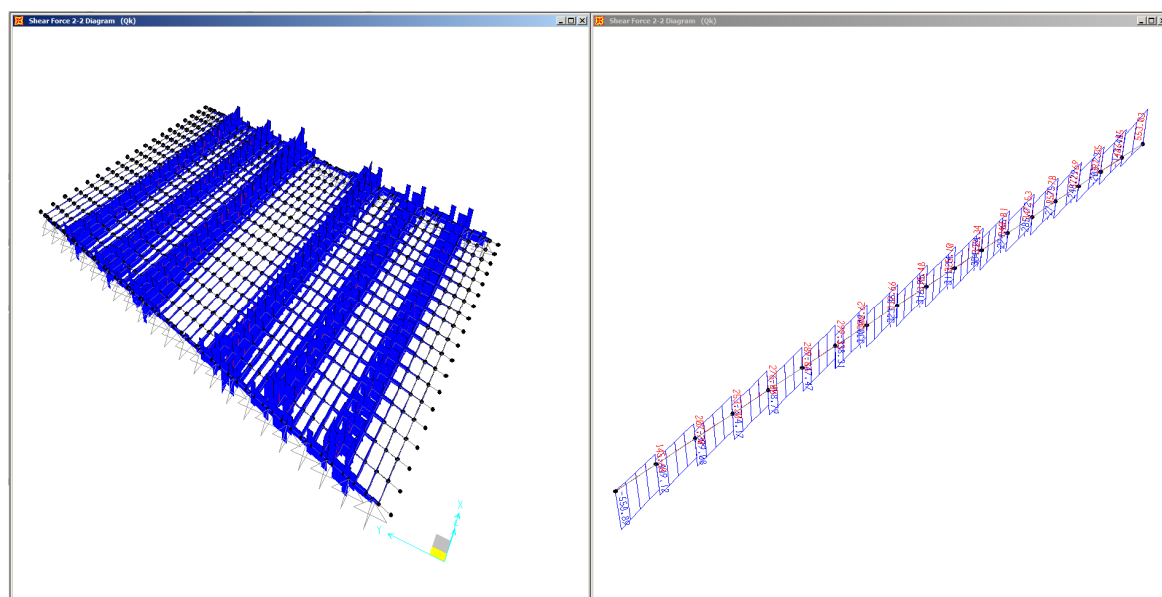
F 11. Rampa laterale – Momento flettente da carico mobile (trave maggiormente sollecitata a DX)



F 12. Rampa laterale – Sforzo di taglio da carico mobile (trave maggiormente sollecitata a DX)



F 13. Impalcato centrale – Momento flettente da carico mobile (trave maggiormente sollecitata a DX)



F 14. Impalcato centrale – Sforzo di taglio da carico mobile (trave maggiormente sollecitata a DX)

9. IMPALCATI – VERIFICHE DELLE TRAVI

9.1 Verifiche di resistenza profilati metallici

Essendo le travi realizzate mediante profili che ricadono nelle sezioni di classe 1 secondo quanto previsto dalle indicazioni delle *NTC18*, tutte le verifiche di resistenza delle travi sono condotte in campo plastico. Nelle verifiche sono state assunte, convenzionalmente, come positive le tensioni di trazione. L'unità di misura utilizzata per le tensioni sono i N/mm^2 (MPa). Come già specificato in precedenza, la soletta di c.a. è stata considerata solo come elemento ripartitore delle sollecitazioni tra le travi d'acciaio. Le sollecitazioni massime sulle travi agli **Stati Limite Ultimi**, riassunte di seguito, si ritengono valide per tutti e due gli impalcati. Di seguito le sollecitazioni massime relative alle singole fasi e le verifiche a rottura a flessione ed a taglio. Le verifiche riportate di seguito fanno quindi riferimento alla sola sezione d'acciaio.

Fase 1 – Sollecitazioni di calcolo

Nella prima fase si considera il peso delle travi metalliche e il peso del getto della soletta. Si considera lo schema statico di trave appoggiata su una luce di 17.80 m .

$$V_{SLU1} = 1.35 \times [(2.6+7) \times 17.8/2] \cong 115 \text{ kN/trave} \Rightarrow \text{taglio Fase 1};$$

$$M_{SLU1} = 1.35 \times [(2.6+7) \times 17.8^2/8] \cong 513 \text{ kN}\times\text{m/trave} \Rightarrow \text{momento flettente Fase 1}.$$

Fase 2 – Sollecitazioni di calcolo

Nella seconda fase si considera l'effetto dei carichi permanenti e dei carichi da traffico sullo schema statico finale.

$$V_{Gperm} \cong 45 \text{ kN/trave} \Rightarrow \text{taglio da carichi permanenti}.$$

$$V_{Q1k} \cong 555 \text{ kN/trave} \Rightarrow \text{taglio da carichi accidentali};$$

$$M_{Gperm} \cong 240 \text{ kN}\times\text{m/trave} \Rightarrow \text{momento flettente da carichi permanenti};$$

$$M_{Q1k} \cong 655 \text{ kN}\times\text{m/trave} \Rightarrow \text{momento flettente da carichi accidentali};$$

$$V_{SLU2} = 1.35 \times [(45+555)] = 810 \text{ kN/trave} \Rightarrow \text{taglio totale Fase 2}.$$

$$M_{SLU2} = 1.35 \times [(240+655)] \cong 1208 \text{ kN}\times\text{m/trave} \Rightarrow \text{momento flettente totale Fase 2}.$$

Fase 1 + Fase2 – Sollecitazioni di calcolo

Le sollecitazioni risultanti, derivanti dalla somma delle sollecitazioni di *Fase 1* e di *Fase 2*, sono pari a:

$$V_{Ed} = 925 \text{ kN/trave} \Rightarrow \text{taglio risultante};$$

$$M_{Ed} \cong 1721 \text{ kN}\times\text{m/trave} \Rightarrow \text{momento flettente risultante}.$$

Fase 1 + Fase2 – Verifiche di resistenza

Il taglio resistente offerto dall'area a taglio del solo profilato metallico risulta pari a:

$$V_{Rd} = A_{vz} \times (f_{yd}/\sqrt{3}) \cong 2151 \text{ kN} < V_{Ed} - \text{Sforzo tagliante resistente del profilato metallico}$$

con

$$A_{vz} \cong 110.2 \times 10^2 \text{ mm}^2 - \text{area a taglio del singolo profilato metallico.}$$

Inoltre si ha:

$$V_{Rd} / 2 \cong 1076 \text{ kN} > V_{Ed};$$

Si può quindi trascurare l'interazione tra momento flettente e taglio.

Il momento resistente offerto dal profilato, in base a quanto esposto nella precedente verifica a taglio, risulta pari a:

$$- M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl} \times f_{yd} \cong 1885 \text{ kN} \times \text{m} > M_{E,d};$$

con

$$W_{pl} \cong 5571 \text{ cm}^3 - \text{modulo plastico di resistenza del profilato metallico;}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} \cong 338.1 \text{ MPa} - \text{tensione di calcolo;}$$

I risultati ottenuti mostrano che le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

9.2 Verifiche di resistenza unione saldata profilati metallici

Essendo le travi realizzate mediante profili commerciali del tipo *HEM* (lunghezze standard inferiori a 12m) se ne prevede il collegamento in opera mediante saldature a piena penetrazione. Le verifiche di resistenza dell'unione saldata si possono pertanto ritenere soddisfatte in base alle verifiche di resistenza precedentemente esposte.

9.3 Verifiche di deformabilità

Nel presente paragrafo si riporta la verifica di deformabilità dell'impalcato. Tale verifica viene effettuata valutando la freccia indotta dal carico accidentale dovuto al traffico e confrontandola con il valore limite posto uguale a 1/700 della luce dell'impalcato. Si assume la sezione interamente reagente in entrambe le direzioni, longitudinale trasversale.

$$\bar{\delta}_{\max,imp} = 0.023\text{m}$$

$$\bar{\delta}_{lim} = 17.8\text{m} / 700 = 0.025\text{m}$$

Poiché risulta $\bar{\delta}_{\max,imp} < \bar{\delta}_{lim}$, la verifica di deformabilità è soddisfatta.

9.4 Verifiche a fatica

In accordo alla normativa in vigore si riportano di seguito le verifiche a fatica del profilato e del particolare di unione saldata delle travi principali utilizzando i criteri di verifica per vita illimitata. Affinché la verifica risulti soddisfatta le variazioni di tensione $\Delta\sigma_A$ indotte ad opera dei carichi ciclici (carichi mobili) devono risultare inferiori ai rispettivi valori ammissibili " $\Delta\sigma_C$ " del particolare in esame:

$$\gamma_{Mf} \times \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D$$

con

$$\Delta\sigma_{D-p} = 0.737 \times \Delta\sigma_C \cong 92.13 \text{ MPa} - \text{limite di fatica per verifica profilo};$$

$$\Delta\sigma_{C-p} = 125 \text{ MPa} - \text{classe del dettaglio per verifica profilo};$$

$$\Delta\sigma_{D-s} = 0.737 \times \Delta\sigma_C \cong 82.54 \text{ MPa} - \text{limite di fatica per verifica unione saldata};$$

$$\Delta\sigma_{C-s} = 112 \text{ MPa} - \text{classe del dettaglio per verifica unione saldata};$$

$$\gamma_{Mf} = 1.35 - (\text{struttura sensibile} - \text{conseguenze significative della rottura per fatica}).$$

Il valore ammissibile utilizzato viene ulteriormente ridotto in ragione dello spessore massimo degli elementi collegati ($t_{\max} = 40\text{mm}$):

$$\Delta\sigma_{C,t} = (25/t)^{0.2} \times \Delta\sigma_C.$$

Per la valutazione delle escursioni massime di tensione si utilizza il modello di carico a fatica n.2 (veicoli frequenti).

La massima variazione di tensione normale per la verifica del profilato risulta pari a:

$$- \gamma_{Mf} \times \Delta\sigma_{\max} = \Delta M_{Q,d} / W_{el} \cong 77 \text{ MPa} < 92.13 \times (25/40)^{0.2} \cong 83.9 \text{ MPa};$$

con

$$|\Delta M_{Q,d}| \cong 370 \text{ kN}\times\text{m}/\text{trave} \Rightarrow \text{escursione massima del momento flettente (rampa laterale)};$$

$$W_{el} \cong 4820 \text{ cm}^3 - \text{modulo elastico profilato metallico.}$$

La massima variazione di tensione normale per la verifica della saldatura, ricavata per la sezione posta a 6m dall'appoggio (3 conci 6m+6m+6m), risulta pari a:

$$- \gamma_{Mf} \times \Delta\sigma_{\max} = \gamma_{Mf} \times \Delta M_{Q,d} / W_{el} \cong 60 \text{ MPa} < 82.54 \times (25/40)^{0.2} \cong 75.1 \text{ MPa.}$$

con

$$|\Delta M_{Q,d}| \cong 285 \text{ kN}\times\text{m}/\text{trave} \Rightarrow \text{escursione massima del momento flettente (rampa laterale)};$$

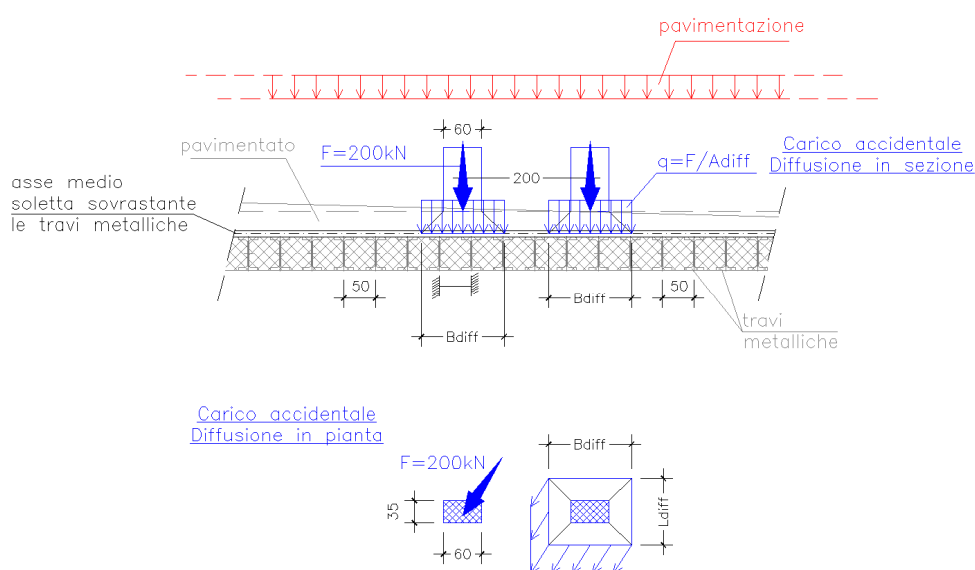
$$W_{el} \cong 4820 \text{ cm}^3 - \text{modulo elastico profilato metallico.}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

10. IMPALCATO – VERIFICHE SOLETTA

10.1 Verifiche di resistenza

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza della porzione di soletta sovrastante le ali superiori delle travi metalliche. Essendo le travi interassate di 50cm si considera, in favore di sicurezza per il solo dimensionamento della porzione di soletta in esame di spessore 10cm, uno schema statico di trave incastrata alle estremità avente una luce di calcolo pari all'interasse delle travi depurato di metà larghezza piattabanda superiore ($L_{\text{calcolo}}=50-30/2=35\text{cm}$) e soggetta ai carichi di seconda fase ovvero ai carichi permanenti portati di pavimentazione (spessore medio pari a 0.3m) ed allo schema di carico 2 per quanto riguarda i carichi mobili (schema di carico dimensionante per gli effetti locali in soletta); nella figura sottostante si riporta lo schema adottato ed i carichi considerati.



F 15. Soletta - Schema per il calcolo delle sollecitazioni in direzione trasversale

Sollecitazioni – Combinazione SLU

$$p_{\text{SLU}} = 1.35 \times (0.3 \times 22) \cong 9 \text{ kPa};$$

$$q_{\text{SLU}} = 1.35 \times 200 / [(0.1/2 + 0.3 + 0.35 + 0.3 + 0.1/2) \times (0.1/2 + 0.3 + 0.6 + 0.3 + 0.1/2)] \cong 200 \text{ kPa};$$

$$V_{\text{Sd}} = (p_{\text{SLU}} + q_{\text{SLU}}) \times L / 2 \cong 36.6 \text{ kN/m di profondità};$$

$$M_{\text{Sd}} \cong (p_{\text{SLU}} + q_{\text{SLU}}) \times L^2 / 10 \cong 2.6 \text{ kN} \times \text{m} / \text{m di profondità}.$$

Verifiche di resistenza

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 100 \text{ cm} \times 10 \text{ cm};$$

Impalcato a travi incorporate e sottostrutture in c.a.

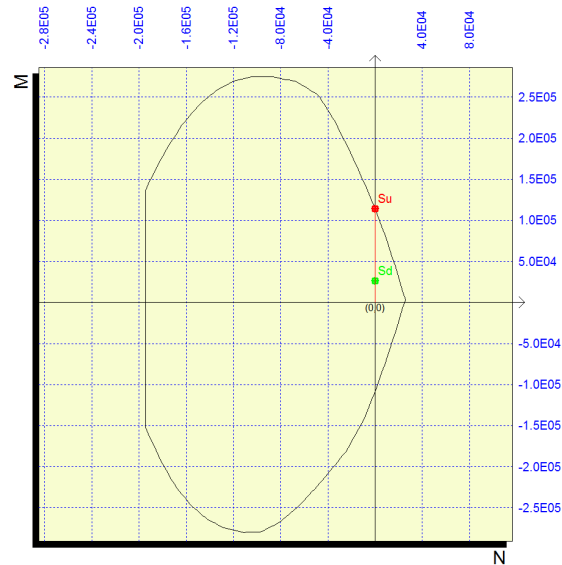
$A_s = \text{r.e.s. } \phi 8/10 \times 10$ – armatura superiore \Rightarrow copriferro superiore pari a $c = 40\text{mm}$;

$A'_s = \text{r.e.s. } \phi 6/20 \times 20$ – armatura inferiore \Rightarrow copriferro inferiore pari a $c' = 20\text{mm}$.

Il momento resistente ultimo è determinato con il programma di calcolo *PresFle+*.

$M_{R,d} \cong 11.4 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m} > M_{S,d}$ – Verifica a flessione soddisfatta.

(controllo momento resistente si trascura l'effetto positivo dello sforzo assiale $\Rightarrow M \cong 0.9 \times 6 \times 5 \times 3913 / 10000 \cong 10.6 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m}$)



F 16. Dominio di interazione N-M

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio.

$V_{R,d} = [0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \cong 45 \text{ kN}/\text{m} > V_{S,d}$ – verifica soddisfatta;

con

$d \cong 60 \text{ mm}$

$b_w = 1000 \text{ mm}$;

$\sigma_{cp} = 0$

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \cong 1.29$

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \times d) \cong (10 \times 50) / (1000 \times 60) \cong 0.008$;

$f_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$

$\gamma_c = 1.5$.

Verifiche di resistenza – urto veicoli in svio

Si riporta di seguito la verifica della sezione della soletta soggetta alle azioni derivanti dall'urto del veicolo in svio.

In corrispondenza della base delle barriere sono considerate le seguenti azioni:

- $V_{S,pl} = 42.4$ kN (sforzo di trazione per la sezione di verifica)

- $M_{S,pl} = 42.4$ kN×m (massimo momento flettente che tende le fibre superiori)

ottenute in accordo a quanto riportato in “*Quaderni Tecnici ANAS – Volume 2 – N.5 Interventi di Rifacimento dei Cordoli con Calcestruzzo Fibrorinforzato*”, dove il momento plastico adottato del montante della barriera è il massimo tra quelli disponibili attualmente sul mercato (tipo H4), il taglio è ottenuto dividendo il momento plastico per la distanza del punto di applicazione dell'azione dovuta all'urto dalla base della barriera, cioè 1m. La verifica viene effettuata richiedendo, cautelativamente, che le barre di armatura della soletta ($s_p=10$ cm) assorbano lo sforzo di trazione derivante dall'urto ($N_{Ed} \cong 45$ kN/m).

Si considera la sezione resistente di spessore complessivo pari a 0.10m. L'armatura considerata è la seguente:

$A_s =$ r.e.s. $\phi 8/10 \times 10$ – armatura superiore \Rightarrow copriferro superiore pari a $c = 40$ mm;

$A'_s =$ r.e.s. $\phi 6/20 \times 20$ – armatura inferiore \Rightarrow copriferro superiore pari a $c' = 20$ mm. =

$A_{s,tot} = (10 \times 0.502 + 5 \times 0.2826) \cong 6.4$ cm²

Lo sforzo di trazione resistente è dunque pari a:

$N_{Rd} = A_{s,tot} \times f_{yd} \cong 250$ kN/m

da cui si ottiene:

$N_{Rd} > N_{Ed}$ – **Verifica soddisfatta**

10.2 Verifiche di durabilità

Si riportano di seguito le *verifiche di durabilità* ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

Sollecitazioni – Combinazione SLE

$$p_{SLE} = (0.3 \times 22) \cong 6.6 \text{ kPa};$$

$$q_{SLU} = 200 / [(0.1/2 + 0.3 + 0.35 + 0.3 + 0.1/2) \times (0.1/2 + 0.3 + 0.6 + 0.3 + 0.1/2)] \cong 150 \text{ kPa};$$

$$V_{Sd} = (p_{SLU} + q_{SLU}) \times L/2 \cong 27.4 \text{ kN/m di profondità};$$

$$M_{Sd} \cong (p_{SLU} + q_{SLU}) \times L^2/10 \cong 2 \text{ kN}\times\text{m/m di profondità}.$$

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-max} \cong -3.2 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-max} \cong 80 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione di trazione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-max} \cong 1.2 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

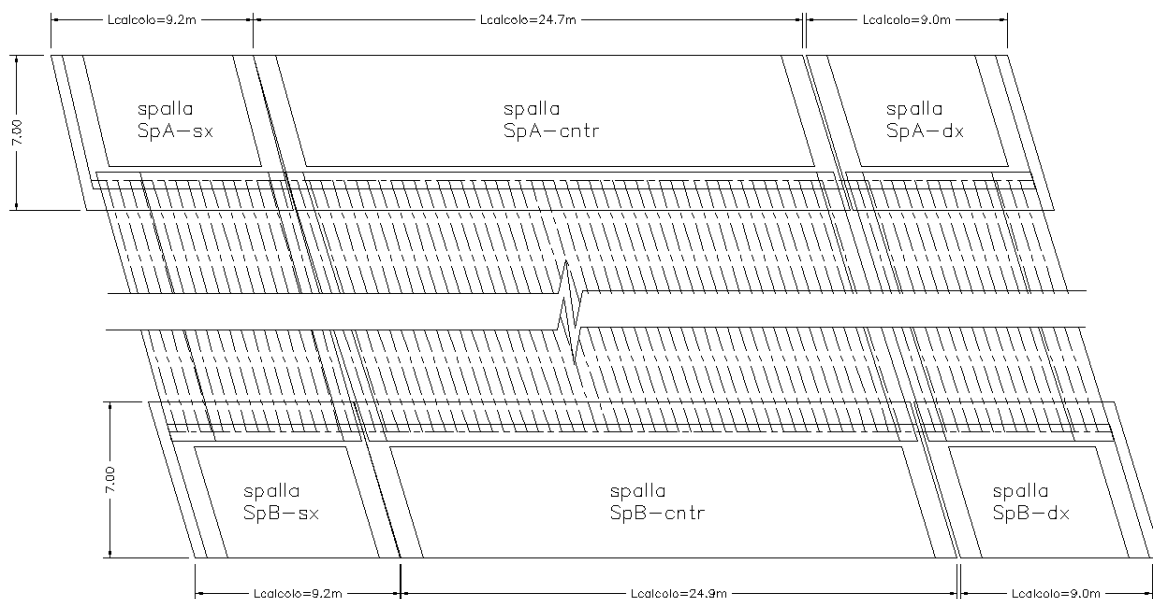
La verifica è quindi soddisfatta nei confronti della formazione delle fessure in quanto:

- $\sigma_{c-max} < f_{ctm}/1.2 \cong 2.8 \text{ MPa}$.

11. SPALLE – VERIFICHE FONDAZIONE E ELEVAZIONE

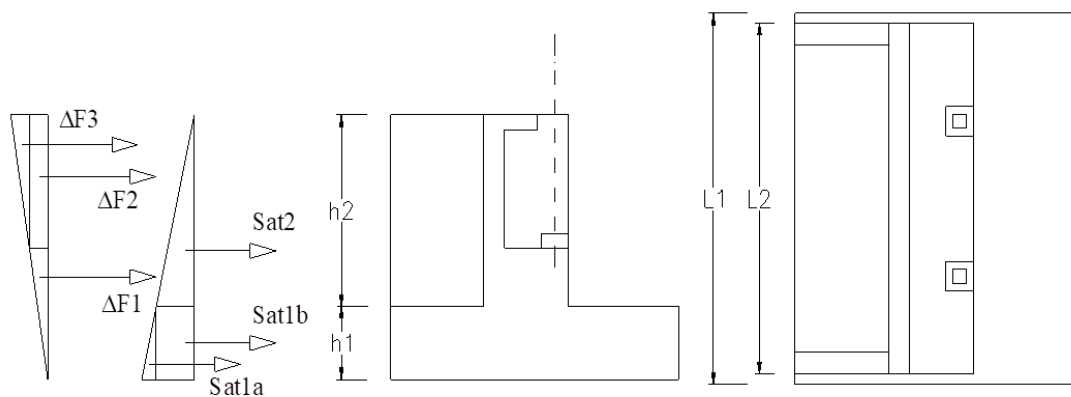
11.1 Generalità

Di seguito sono riportate le verifiche delle fondazioni e delle elevazioni delle due tipologie di spalle previste ed adottate per tale opera ovvero le spalle delle rampe laterali e le spalle dell'opera centrale. Di seguito uno schema con il quale si individuano le spalle in esame.

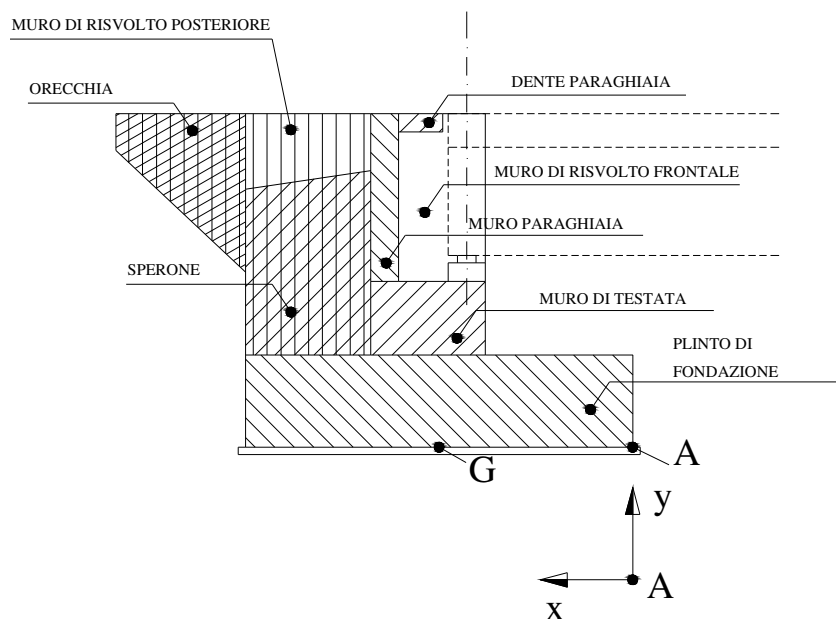


F 1. Spalle – Individuazione e nomenclatura

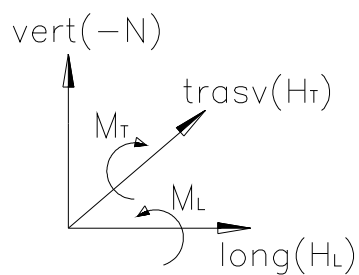
Nelle figure sottostanti sono riportati gli schemi tipo considerati utilizzato per l'analisi dei carichi relativamente alla sezione longitudinale e alla pianta; nello schema longitudinale è indicato il *punto A* rispetto al quale sono calcolati i momenti flettenti dei pesi propri e dei carichi applicati sulla spalla ed il *punto G* che individua il baricentro della fondazione.



F 2. Schema azioni orizzontali spalla - Rinterro



F 3. Schema longitudinale spalla – Elementi strutturali

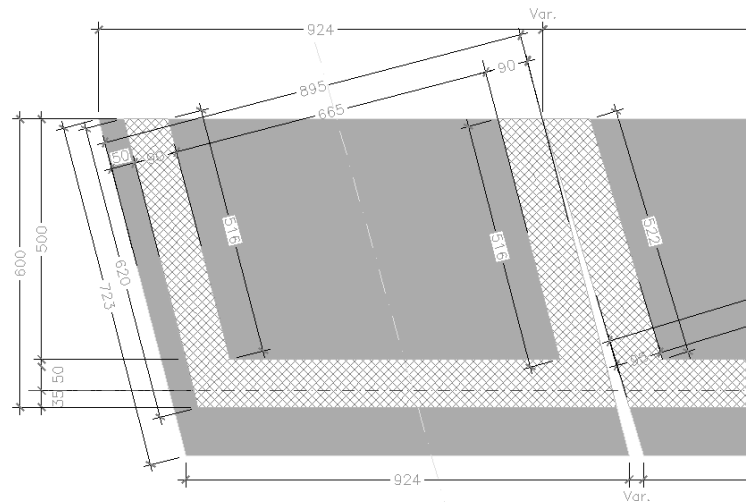


F 4. Convenzione per le sollecitazioni

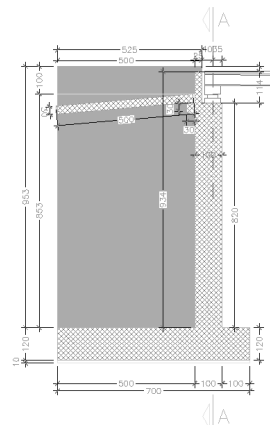
11.2 Rampa laterale sinistra – Spalla “SpA-sx”

11.2.1 Analisi dei carichi

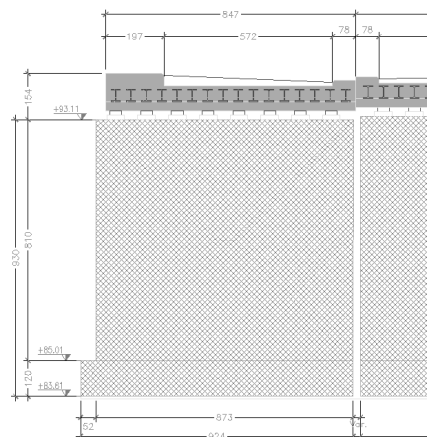
La geometria della sottostruttura spalla della rampa laterale tipo analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 5. Rampa laterale sinistra – Pianta spalla SpA



F 6. Rampa laterale sinistra – Sezione longitudinale spalla SpA



F 7. Rampa laterale sinistra – Prospetto spalla SpA

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati nelle figure precedenti (vedere § 11.1). Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE**AZIONI VERTICALI**

| | | |
|-------------------------------|----------------------|---|
| q | 20 kN/m ² | (carico accidentale) |
| γ _{els} | 25 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato) |
| γ _{els,magro} | 24 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro) |
| γ _{terreno rinterro} | 18 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del terreno di rinterro) |

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

| | d _y [m] | d _x [m] | d _z [m] | N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|-----------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------|-------------|------------------------------|--------------------|-------------|------------------------------|
| muro di testata | 8.20 | 1.00 | 8.72 | 1787.6 | 1.50 | 2681.4 | 5.10 | 0.75 | 1340.70 |
| parapetto | 0.00 | 0.50 | 0.40 | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 9.15 | 0.00 | 0.00 |
| muro paraghiaia | 1.30 | 0.25 | 8.72 | 70.9 | 1.88 | 133.2 | 9.85 | 0.66 | 46.76 |
| ringrosso paraghiaia | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| muro risolto 1 (dx) | 9.90 | 5.00 | 0.93 | 1150.9 | 4.50 | 5178.9 | 5.95 | 3.12 | 3590.73 |
| muro risolto 2 (sx) | 9.90 | 5.00 | 0.93 | 1150.9 | 4.50 | 5178.9 | 5.95 | -3.83 | -4407.85 |
| Σ | | | | 4160.2 | | 13172.5 | | | 570.3 |
| rinterro | 9.50 | 5.00 | 6.76 | 5779.8 | 4.50 | 26009.1 | 5.95 | 0.01 | 57.80 |
| - | | | | | | | | | |
| plinto di fondazione | 1.00 | 7.00 | 9.17 | 1603.9 | 3.50 | 5613.6 | 0.50 | 0.00 | 0.00 |
| - | | | | | | | | | |
| Σ | 9.50 | | | 7383.7 | | 31622.7 | | | 57.8 |
| | 10.50 | | | | | | | | |
| Σ_{PERM SP} | | | | 11543.9 | 3.88 | 44795.1 | | 0.05 | 628.1 |

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

| d _y [m] | d _x [m] | d _z [m] | N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|-------------|------------------------------|--------------------|-------------|------------------------------|
| 0.00 | 5.25 | 8.72 | 915.6 | 4.50 | 4120.2 | 10.50 | 0.01 | 9.16 |

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

| N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|---------------|-------------|------------------------------|--------------------|-------------|------------------------------|
| 1352 | 1.35 | 1825.5 | 9.15 | 0.75 | 1014.19 |
| 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| 1352.3 | | 1825.5 | | | 1014.2 |

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

| N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|--------------|-------------|------------------------------|--------------------|-------------|------------------------------|
| 647 | 1.35 | 873.4 | 9.15 | 0.75 | 485.24 |
| 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| 647.0 | | 873.4 | | | 485.2 |

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

| N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|---------------|-------------|------------------------------|--------------------|-------------|------------------------------|
| 1277 | 1.35 | 1724.2 | 9.15 | 0.75 | 957.88 |
| 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| 1277.2 | | 1724.2 | | | 957.9 |

AZIONI ORIZZONTALI

- valutazione della spinta del terreno

| | | |
|-------------------------|----------------------|---|
| $\gamma =$ | 18 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del terreno) |
| $\phi =$ | 35.0 0.61 | (angolo d'attrito del terreno di riempimento) |
| $i =$ | 0 0.00 | (inclinazione del terreno a monte, pos in salita) |
| $\beta =$ | 0 0.00 | (inclinazione del muro, pos se verso monte) |
| $\alpha = 90 - \beta =$ | 90° 1.57 | (90- β) |
| $\delta =$ | 0 0.00 | (angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno) |
| $k_a =$ | 0.271 - | (coefficiente di spinta a riposo) |
| $L_1 =$ | 9.17 m | (lunghezza del cuneo di spinta inferiore) |
| $L_2 =$ | 8.72 m | (lunghezza del cuneo di spinta superiore) |
| $h_1 =$ | 1.00 m | (altezza del plinto) |
| $h_2 =$ | 9.50 m | (altezza del muro di testata + trave paragliaia) |
| $S_{a,t,1a} =$ | 22.4 kN | (spinta del terreno cuneo inferiore) |
| $S_{a,t,1b} =$ | 424.7 kN | (spinta del terreno cuneo inferiore) |
| $S_{a,t,2} =$ | 1919.4 kN | (spinta del terreno cuneo superiore) |
| $d_{y,1a} =$ | 0.3 m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fondi) |
| $d_{y,1b} =$ | 0.50 m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fondi) |
| $d_{y,2} =$ | 4.2 m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fondi) |
| $S_{a,q1} =$ | 49.7 kN | (spinta sul plinto dovuta al sovraccarico) |
| $S_{a,q2} =$ | 449.0 kN | (spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico) |
| $d_{y,q1} =$ | 0.5 m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fondi) |
| $d_{y,q2} =$ | 5.8 m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fondi) |

- Spinta del terreno (ST)

- Spinta del sovraccarico (SA)

| H_L [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(G)$ [kNm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNm] |
|---------------|-----------|----------------------------|----------------------|-------------------|
| 2366.4 | | 8217.2 | - | |
| 498.6 | | 2606.5 | - | |

- Azione di frenamento (FR)

| $H_L <->$ [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(G)$ [kNm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNm] |
|-------------------|-----------|----------------------------|----------------------|-------------------|
| 409 | | 3738.7 | 9.15 | |
| 0.0 | | 0.0 | 0.00 | |
| 408.6 | | 3738.7 | | |

-Resistenze passive dei vincoli (RP)

| $H_L <->$ [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(G)$ [kNm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNm] |
|-------------------|-----------|----------------------------|----------------------|-------------------|
| 160 | | 1463.4 | 9.15 | |
| 0.0 | | 0.0 | 0.00 | |
| 159.9 | | 1463.4 | | |

- Azione dovuta al vento (VENTO)

| $H_T <->$ [kN] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G) <->$ [kNm] |
|-------------------|----------------------|-----------------------|
| 90 | 11.15 | 1003.5 |
| 0.0 | 0.00 | 0.0 |
| 90.0 | | 1003.5 |

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

- valutazione dell'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

| | | | | | |
|----------------------|---------------|----|---|------|------|
| $a_g/g =$ | 0.080 | - | (PGA) | | |
| $S = S_S \times S_T$ | 1.20 | - | | | |
| $S_{ve\ spalla} =$ | 0.04 | | (spettro di risposta elastico della componente verticale) | | |
| $L_1 =$ | 9.2 | m | (lunghezza del cuneo di spinta inferiore) | | |
| $L_2 =$ | 8.72 | m | (lunghezza del cuneo di spinta superiore) | | |
| $h_1 =$ | 1 | m | (altezza del plinto) | | |
| $h_2 =$ | 9.5 | m | (altezza del muro di testata + trave paraghiaia) | | |
| $\Delta P_{d,1} =$ | 247.6 | kN | (Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood) | | |
| $\Delta P_{d,2} =$ | 1063.2 | kN | (Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood) | 3661 | 1295 |

1311

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)

| | | | |
|------------------|---------------|------------------|----------|
| $H_L \leftarrow$ | $y(A) = y(G)$ | $M_T(A) = MT(G)$ | $M_L(G)$ |
| [kN] | [m] | [kNxm] | [kNxm] |
| 1310.80 | 5.3 | 6881.7 | |

- Sisma spalla long. e trasv. (SIS SP L e T)

| | N | $H_T = H_L$ | $y(A) = y(G)$ | $M_T(A) = M_L(A)$ |
|----------------------|----------------|---------------|---------------|-------------------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] |
| muro di testata | 1787.6 | 171.6 | 5.10 | 875.21 |
| baggioli | 0.0 | 0.0 | 9.15 | 0.00 |
| muro paraghiaia | 70.9 | 6.8 | 9.85 | 67.00 |
| ringrosso paraghiaia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| muro risolto 1 (dx) | 1150.9 | 110.5 | 5.95 | 657.38 |
| muro risolto 2 (sx) | 1150.9 | 110.5 | 5.95 | 657.38 |
| orecchia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| mensola posteriore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| rinterro | 5779.8 | 554.9 | 5.95 | 3301.4 |
| plinto di fondazione | 1603.9 | 154.0 | 0.50 | 77.0 |
| - | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.0 |
| Σ | 11543.9 | 1108.2 | | 5635.4 |

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

| | W | N +/- | x(A) | $M_T(A) \leftarrow$ | z(A) | $M_L(A) \leftarrow$ |
|----------------------|----------------|--------------|------|---------------------|-------|---------------------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| muro di testata | 1787.6 | 71.5 | 1.50 | 107.26 | 0.75 | 53.63 |
| baggioli | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| muro paraghiaia | 70.9 | 2.8 | 1.88 | 5.33 | 0.66 | 1.87 |
| ringrosso paraghiaia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| muro risolto 1 (dx) | 1150.9 | 46.0 | 4.50 | 207.16 | 3.12 | 143.63 |
| muro risolto 2 (sx) | 1150.9 | 46.0 | 4.50 | 207.16 | -3.83 | -176.31 |
| orecchia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| mensola posteriore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| rinterro | 5779.8 | 231.2 | 4.50 | 1040.4 | 0.01 | 2.31 |
| plinto di fondazione | 1603.9 | 64.2 | 3.50 | 224.5 | 0.00 | 0.00 |
| - | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| Σ | 11543.9 | 461.8 | | 1791.8 | | 25.1 |

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

| | $H_L \leftarrow$ | N +/- | x(A) | $M_T(A) \leftarrow$ | y(A) = y(G) | $M_L(G)$ |
|-------------|------------------|-------|------|---------------------|-------------|----------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| Sisma long. | 990 | | | 9058.5 | 9.15 | |
| | 0.0 | | | 0.0 | 0.00 | |
| | 990.0 | | | 9058.5 | | |

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

| | $H_T \leftarrow$ | | | y(A) = y(G) | $M_L(G) \leftarrow$ |
|--------------|------------------|--|--|--------------|---------------------|
| | [kN] | | | [m] | [kNxm] |
| Sisma trasv. | 495 | | | 10.11 | 5796.5 |
| | 0.0 | | | 0.00 | 0.0 |
| | 495.0 | | | | 5796.5 |

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

| | $H_L \leftarrow$ | N +/- | x(A) | M(A) <-> | z(A) | $M_L(A)$ |
|--|------------------|-------|-------------|--------------|-------------|-------------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| | 80 | | 1.35 | 108.0 | 0.00 | 0.00 |

11.2.2 Condizioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono riportati valori dei carichi valutati precedentemente. I valori dei momenti flettenti sono riferiti al baricentro G della fondazione.

| condizioni di carico | $H_L \rightarrow (+)$ [kN] | H_T [kN] | N [kN] | $M_T(A)$ [kNxm] | $M_L(A)$ [kNxm] | $e_L(A)=M_T(A)/N$ [m] | $e_x(G)=d_x(A)-e_L(A)$ [m] | $M_{T,G}$ [kNxm] | $e_T(A)=M_L(A)/N$ [m] | $e_z(G)$ [m] | $M_{L,G}$ [kNxm] |
|------------------------|-------------------------------|---------------|-----------|--------------------|--------------------|--------------------------|-------------------------------|---------------------|--------------------------|-----------------|---------------------|
| 0 REALIZZAZIONE | | | 1352 | 1826 | 1014 | 1.35 | 2.15 | 2907 | 0.75 | 0.75 | 1014 |
| 1 PERM SP | | | 11544 | 44795 | 628 | 3.88 | -0.38 | -4392 | 0.05 | 0.05 | 628 |
| 2 ACC SP | | | 916 | 4120 | 9 | 4.50 | -1.00 | -916 | 0.01 | 0.01 | 9 |
| 3 PERM IMP | | | 647 | 873 | 485 | 1.35 | 2.15 | 1391 | 0.75 | 0.75 | 485 |
| 4 ACC IMP - Nmax | | | 1277 | 1724 | 958 | 1.35 | 2.15 | 2746 | 0.75 | 0.75 | 958 |
| 5 FOLLA | | | 0 | 0 | 0 | | | | 0.00 | 0.00 | 0 |
| 6 ST | 2366 | | | | | | | 8217 | | | 0 |
| 7 SA | 499 | | | | | | | 2606 | | | 0 |
| 8 VARTEMPD | | | 0 | 0 | 0 | | | 0 | | | 0 |
| 9 RES. PASSIVE VINCOLI | 160 | 0 | 0 | 1463 | 0 | | | 1463 | | | 0 |
| 10 FR | 409 | 0 | 0 | 3739 | 0 | | | 3739 | | | 0 |
| 11 VENTO | | 90 | | | | | | | | | 1004 |
| 12 SIS SP L | 1108 | | | | | | | 5635 | | | 0 |
| 13 SIS SP T | | 1108 | | | | | | | | | 5635 |
| 14 SIS SP V | | | 462 | 1792 | 25 | 3.88 | -0.38 | -176 | 0.05 | 0.05 | 25 |
| 15 SIS IMP L | 990 | | | | | | | 9059 | | | 0 |
| 16 SIS IMP T | | 495 | | | | | | | | | 5796 |
| 17 SIS IMP V | | | 80 | 108 | 0 | 1.35 | 2.15 | 172 | 0.00 | 0.00 | 0 |
| 18 DS | 1311 | | | | | | | 6882 | | | 0 |

T.1 Carichi dovuti alle condizioni elementari

| | H_L [kN] | H_T [kN] | N [kN] | $M_T(G)$ [kNxm] | $M_L(G)$ [kNxm] | |
|------------------------|---------------|---------------|-----------|--------------------|--------------------|-------|
| 0 REALIZZAZIONE | 0 | 0 | 1352 | 2907 | 1014 | |
| 1 PERM SP | 0 | 0 | 11544 | -4392 | 628 | |
| 2 ACC SP | 0 | 0 | 916 | -916 | 9 | |
| 3 PERM IMP | 0 | 0 | 647 | 1391 | 485 | |
| 4 ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1277 | 2746 | 958 | |
| 5 FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 6 ST | 2366 | 0 | 0 | 8217 | 0 | |
| 7 SA | 499 | 0 | 0 | 2606 | 0 | |
| 8 VARTEMPD | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (+/-) |
| 9 RES. PASSIVE VINCOLI | 160 | 0 | 0 | 1463 | 0 | (+/-) |
| 10 FR | 409 | 0 | 0 | 3739 | 0 | (+/-) |
| 11 VENTO | 0 | 90 | 0 | 0 | 1004 | (+/-) |
| 12 SIS SP L | 1108 | 0 | 0 | 5635 | 0 | (+/-) |
| 13 SIS SP T | 0 | 1108 | 0 | 0 | 5635 | (+/-) |
| 14 SIS SP V | 0 | 0 | 462 | -176 | 25 | (+/-) |
| 15 SIS IMP L | 990 | 0 | 0 | 9059 | 0 | (+/-) |
| 16 SIS IMP T | 0 | 495 | 0 | 0 | 5796 | (+/-) |
| 17 SIS IMP V | 0 | 0 | 80 | 172 | 0 | (+/-) |
| 18 DS | 1311 | 0 | 0 | 6882 | 0 | (+) |

T.2 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.2.3 Combinazioni di carico

Si riportano i coefficienti moltiplicati dei carichi elementari per le combinazioni allo stato limite ultimo, le combinazioni sismiche e le combinazioni allo stato limite di esercizio per le verifiche strutturali e geotecniche.

| cond/comb | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | EQU |
|-------------------|------|------|------|-------|-------|------|------|------|------|-------|-------|-------|----|----|----|----|----|------|
| REALIZZAZIONE | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.87 |
| PERM SP | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 0.87 |
| ACC SP | 0 | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0.00 |
| PERM IMP | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 0.87 |
| ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| ST | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 1 |
| SA | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| VARTEMPD | 0 | 0 | 0.72 | 1.2 | 0.72 | 1.2 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | | | | | | 0.5 |
| RES. PASSIVE VINC | 0 | 0 | 0.9 | 1.5 | 0.9 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| FR | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| VENTO | 0 | 0 | 0.9 | 0.9 | 1.5 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| SIS SP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |
| SIS SP T | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | | | | | | 0.3 |
| SIS SP V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | -0.30 | -0.30 | -1.00 | | | | | | -0.3 |
| SIS IMP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |
| SIS IMP T | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | | | | | | 0.3 |
| SIS IMP V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | | | | | | -0.3 |
| DS | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |

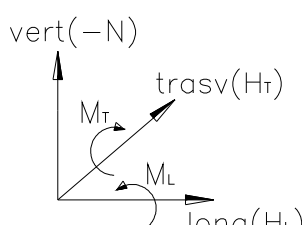
T.1 Combinazioni di carico SLU

| cond/comb | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-------------------|---|---|-----|------|------|---|
| REALIZZAZIONE | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM SP | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACC SP | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM IMP | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| ST | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SA | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| VARTEMPD | 0 | 0 | 0.6 | 1 | 0.6 | 1 |
| RES. PASSIVE VINC | 0 | 0 | 0.6 | 1 | 0.6 | 1 |
| FR | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| VENTO | 0 | 0 | 0.6 | 0.6 | 1 | 1 |

T.2 Combinazioni di carico SLE

Si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico.

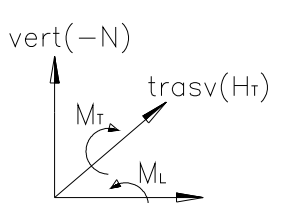
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



| | H _L | H _T | N | M _T (G) | M _L (G) |
|--------------|----------------|----------------|-------|--------------------|--------------------|
| Comb. | [kN] | [kN] | [kN] | [kNxm] | [kNxm] |
| STA SLU 1 | 3195 | 0 | 15584 | 5165 | 848 |
| STA SLU 2 | 3195 | 0 | 18283 | 10967 | 2872 |
| STA SLU 3 | 4563 | 81 | 21243 | 23321 | 5081 |
| STA SLU 4 | 4353 | 81 | 20812 | 21131 | 4758 |
| STA SLU 5 | 4257 | 135 | 20812 | 20253 | 5360 |
| STA SLU 6 | 4659 | 135 | 21243 | 24199 | 5683 |
| SIS SLU 7 | 5775 | 481 | 13706 | 29698 | 5565 |
| SIS SLU 8 | 3389 | 1603 | 13706 | 14596 | 13567 |
| SIS SLU 9 | 3389 | 481 | 14085 | 14593 | 5582 |
| SIS SLU 10 | 5775 | 481 | 13429 | 29804 | 5550 |
| SIS SLU 11 | 3389 | 1603 | 13429 | 14701 | 13552 |
| SIS SLU 12 | 3389 | 481 | 13161 | 14944 | 5532 |

T.1 Combinazioni di carico **SLU**

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



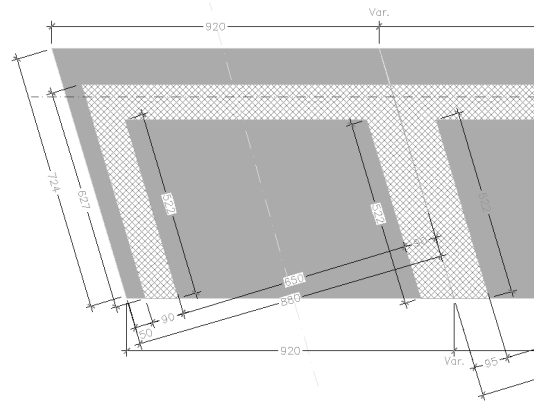
| | H _L | H _T | N | M _T (G) | M _L (G) |
|--------------|----------------|----------------|-------|--------------------|--------------------|
| Comb. | [kN] | [kN] | [kN] | [kNxm] | [kNxm] |
| STA SLE 1 | 2366 | 0 | 11544 | 3826 | 628 |
| STA SLE 2 | 2366 | 0 | 13543 | 8124 | 2128 |
| STA SLE 3 | 3370 | 54 | 15736 | 17177 | 3697 |
| STA SLE 4 | 3207 | 54 | 15417 | 15490 | 3457 |
| STA SLE 5 | 3143 | 90 | 15417 | 14905 | 3859 |
| STA SLE 6 | 3434 | 90 | 15736 | 17763 | 4098 |

T.2 Combinazioni di carico **SLE**

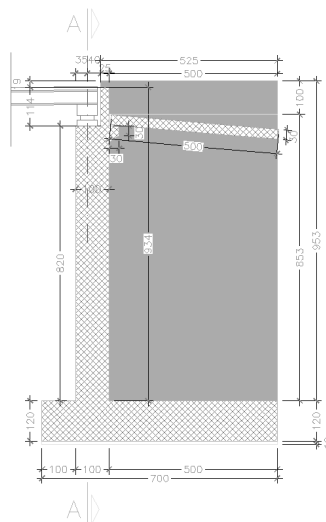
11.3 Rampa laterale sinistra – Spalla “SpB-sx”

11.3.1 Analisi dei carichi

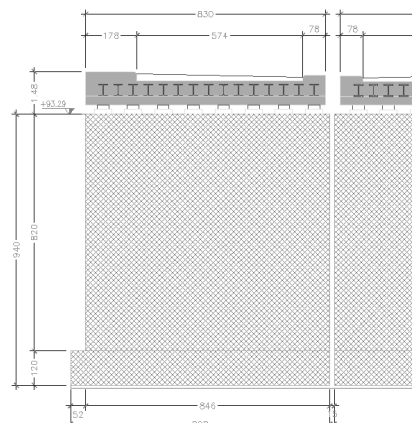
La geometria della sottostruttura spalla della rampa laterale tipo analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 8. Rampa laterale sinistra – Pianta spalla SpB



F 9. Rampa laterale sinistra – Sezione longitudinale spalla SpB



F 10. Rampa laterale sinistra – Prospetto spalla SpB

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati nelle figure precedenti (vedere § 11.1). Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE**AZIONI VERTICALI**

| | | |
|------------------------------------|----------------------|---|
| q | 20 kN/m ² | (carico accidentale) |
| γ_{cls} | 25 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato) |
| $\gamma_{\text{cls,magro}}$ | 24 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro) |
| $\gamma_{\text{terreno rinterro}}$ | 18 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del terreno di rinterro) |

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

| | d_y [m] | d_x [m] | d_z [m] | N [kN] | x(A) [m] | $M_T(A)$ [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | $M_L(A)$ [kNxm] |
|---|--------------|--------------|--------------|----------------|-------------|--------------------|--------------------|--------------|--------------------|
| muro di testata | 8.20 | 1.00 | 8.66 | 1775.3 | 1.50 | 2663.0 | 5.10 | -0.34 | -603.60 |
| muro paraghiaia | 1.30 | 0.25 | 8.66 | 70.4 | 1.88 | 132.3 | 9.85 | -0.24 | -16.89 |
| muro risolto 1 (dx) | 9.90 | 5.00 | 0.93 | 1150.9 | 4.50 | 5178.9 | 5.95 | 4.42 | 5086.87 |
| muro risolto 2 (sx) | 9.90 | 5.00 | 0.93 | 1150.9 | 4.50 | 5178.9 | 5.95 | -3.29 | -3786.38 |
| Σ | | | | 4147.4 | | 13153.1 | | | 680.0 |
| rinterro | 9.50 | 5.00 | 6.77 | 5788.4 | 4.50 | 26047.6 | 5.95 | 0.56 | 3241.48 |
| plinto di fondazione | 1.00 | 7.00 | 9.18 | 1605.6 | 3.50 | 5619.7 | 0.50 | 0.00 | 0.00 |
| Σ | 9.50 | | | 7394.0 | | 31667.3 | | | 3241.5 |
| $\Sigma_{\text{PERM SP}}$ | 10.50 | | | 11541.4 | 3.88 | 44820.4 | | 0.34 | 3921.5 |

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

| | d_y [m] | d_x [m] | d_z [m] | N [kN] | x(A) [m] | $M_T(A)$ [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | $M_L(A)$ [kNxm] |
|--|--------------|--------------|--------------|--------------|-------------|--------------------|--------------------|-------------|--------------------|
| | 0.00 | 5.25 | 8.66 | 909.3 | 4.50 | 4091.9 | 10.50 | 0.56 | 509.21 |

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

| | N [kN] | x(A) [m] | $M_T(A)$ [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | $M_L(A)$ [kNxm] |
|--|---------------|-------------|--------------------|--------------------|--------------|--------------------|
| | 1352 | 1.35 | 1825.5 | 9.15 | -0.34 | -459.77 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| | 1352.3 | | 1825.5 | | | -459.8 |

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

| | N [kN] | x(A) [m] | $M_T(A)$ [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | $M_L(A)$ [kNxm] |
|--|--------------|-------------|--------------------|--------------------|--------------|--------------------|
| | 647 | 1.35 | 873.4 | 9.15 | -0.34 | -219.98 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| | 647.0 | | 873.4 | | | -220.0 |

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

| | N [kN] | x(A) [m] | $M_T(A)$ [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | $M_L(A)$ [kNxm] |
|--|---------------|-------------|--------------------|--------------------|--------------|--------------------|
| | 1277 | 1.35 | 1724.2 | 9.15 | -0.34 | -434.24 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| | 1277.2 | | 1724.2 | | | -434.2 |

AZIONI ORIZZONTALI

- *valutazione della spinta del terreno*

| | | | |
|-------------------------|----------------------|------|--|
| $\gamma =$ | 18 kN/m ³ | | (peso dell'unità di volume del terreno) |
| $\phi =$ | 35.0 | 0.61 | (angolo d'attrito del terreno di riempimento) |
| $i =$ | 0 | 0.00 | (inclinazione del terreno a monte, pos in salita) |
| $\beta =$ | 0 | 0.00 | (inclinazione del muro, pos se verso monte) |
| $\alpha = 90 - \beta =$ | 90 | 1.57 | (90 - β) |
| $\delta =$ | 0 | 0.00 | (angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno) |
| $k_a =$ | 0.271 | - | (coefficiente di spinta a riposo) |
| $L_1 =$ | 9.18 | m | (lunghezza del cuneo di spinta inferiore) |
| $L_2 =$ | 8.66 | m | (lunghezza del cuneo di spinta superiore) |
| $h_1 =$ | 1.00 | m | (altezza del plinto) |
| $h_2 =$ | 9.50 | m | (altezza del muro di testata + trave paraghiaia) |
| $S_{a,1,1a} =$ | 22.4 | kN | (spinta del terreno cuneo inferiore) |
| $S_{a,1,1b} =$ | 425.2 | kN | (spinta del terreno cuneo inferiore) |
| $S_{a,1,2} =$ | 1906.2 | kN | (spinta del terreno cuneo superiore) |
| $d_{y1a} =$ | 0.3 | m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $d_{y1b} =$ | 0.50 | m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $d_{y2} =$ | 4.2 | m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $S_{a,q1} =$ | 49.7 | kN | (spinta sul plinto dovuta al sovraccarico) |
| $S_{a,q2} =$ | 445.9 | kN | (spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico) |
| $d_{yq1} =$ | 0.5 | m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $d_{yq2} =$ | 5.8 | m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |

| | H_L [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(C)$ [kNxm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNxm] |
|--------------------------------|---------------|-----------|-----------------------------|----------------------|--------------------|
| - Spinta del terreno (ST) | 2353.7 | | 8162.4 | - | |
| - Spinta del sovraccarico (SA) | 495.6 | | 2588.7 | - | |

| | H_L <-> [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(C)$ [kNxm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNxm] |
|-----------------------------|-------------------|-----------|-----------------------------|----------------------|--------------------|
| - Azione di frenamento (FR) | 0 | | 0.0 | 9.15 | |
| | 0.0 | | 0.0 | 0.00 | |
| | 0.0 | | 0.0 | | |

| | H_L <-> [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(C)$ [kNxm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNxm] |
|---------------------------------------|-------------------|-----------|-----------------------------|----------------------|--------------------|
| - Resistenze passive dei vincoli (RP) | 0 | | 0.0 | 9.15 | |
| | 0.0 | | 0.0 | 0.00 | |
| | 0.0 | | 0.0 | | |

| | H_T <-> [kN] | | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G) <->$ [kNxm] |
|----------------------------------|-------------------|--|----------------------|------------------------|
| - Azione dovuta al vento (VENTO) | 90 | | 11.15 | 1003.5 |
| | 0.0 | | 0.00 | 0.0 |
| | 90.0 | | | 1003.5 |

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

- valutazione dell'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

| | | | | | |
|----------------------|---------------|----|---|------|------|
| $a_g/g =$ | 0.080 | - | (PGA) | | |
| $S = S_S \times S_T$ | 1.20 | - | | | |
| $S_{ve\ spalla} =$ | 0.04 | | (spettro di risposta elastico della componente verticale) | | |
| $L_1 =$ | 9.2 | m | (lunghezza del cono di spinta inferiore) | | |
| $L_2 =$ | 8.66 | m | (lunghezza del cono di spinta superiore) | | |
| $h_1 =$ | 1 | m | (altezza del plinto) | | |
| $h_2 =$ | 9.5 | m | (altezza del muro di testata + trave paraghiaia) | | |
| $\Delta P_{d,1} =$ | 247.9 | kN | (Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood) | | |
| $\Delta P_{d,2} =$ | 1055.9 | kN | (Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood) | 3639 | 1285 |

1304

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)

| | | | |
|----------------|---------------|------------------|----------|
| $H_L <->$ | $y(A) = y(G)$ | $t_T(A) = MT(G)$ | $M_L(G)$ |
| [kN] | [m] | [kNxm] | [kNxm] |
| 1303.75 | 5.3 | 6844.7 | |

- Sisma spalla long. e trasv. (SIS SP L e T)

| |
|----------------------|
| muro di testata |
| baggioli |
| muro paraghiaia |
| ringrosso paraghiaia |
| muro risolto 1 (dx) |
| muro risolto 2 (sx) |
| orecchia |
| soletta inferiore |
| soletta inferiore |
| mensola posteriore |
| rinterro |
| plinto di fondazione |
| - |
| Σ |

| | | | |
|---------|---------------|---------------|-------------------|
| N | $H_T = H_L$ | $y(A) = y(G)$ | $t_T(A) = M_L(A)$ |
| [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] |
| 1775.3 | 170.4 | 5.10 | 869.19 |
| 0.0 | 0.0 | 9.15 | 0.00 |
| 70.4 | 6.8 | 9.85 | 66.53 |
| 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| 1150.9 | 110.5 | 5.95 | 657.38 |
| 1150.9 | 110.5 | 5.95 | 657.38 |
| 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| 5788.4 | 555.7 | 5.95 | 3306.3 |
| 1605.6 | 154.1 | 0.50 | 77.1 |
| 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.0 |
| 11541.4 | 1108.0 | | 5633.9 |

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

| |
|----------------------|
| muro di testata |
| baggioli |
| muro paraghiaia |
| ringrosso paraghiaia |
| muro risolto 1 (dx) |
| muro risolto 2 (sx) |
| orecchia |
| soletta inferiore |
| soletta inferiore |
| mensola posteriore |
| rinterro |
| plinto di fondazione |
| - |
| Σ |

| | | | | | |
|---------|--------------|------|---------------|-------|--------------|
| W | N +/- | x(A) | $M_T(A) <->$ | z(A) | $M_L(A) <->$ |
| [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| 1775.3 | 71.0 | 1.50 | 106.52 | -0.34 | -24.14 |
| 0.0 | 0.0 | 1.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 70.4 | 2.8 | 1.88 | 5.29 | -0.24 | -0.68 |
| 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 1150.9 | 46.0 | 4.50 | 207.16 | 4.42 | 203.47 |
| 1150.9 | 46.0 | 4.50 | 207.16 | -3.29 | -151.46 |
| 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5788.4 | 231.5 | 4.50 | 1041.9 | 0.56 | 129.66 |
| 1605.6 | 64.2 | 3.50 | 224.8 | 0.00 | 0.00 |
| 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| 11541.4 | 461.7 | | 1792.8 | | 156.9 |

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

Sisma long.

| | | | | | |
|------------|-------|------|--------------|---------------|----------|
| $H_L <->$ | N +/- | x(A) | $M_T(G) <->$ | $y(A) = y(G)$ | $M_L(G)$ |
| [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| 0 | | | 0.0 | 9.15 | |
| 0.0 | | | 0.0 | 0.00 | |
| 0.0 | | | 0.0 | | |

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

Sisma trasv.

| | | |
|--------------|---------------|---------------|
| $H_T <->$ | $y(A) = y(G)$ | $M_L(G) <->$ |
| [kN] | [m] | [kNxm] |
| 495 | 10.11 | 5796.5 |
| 0.0 | 0.00 | 0.0 |
| 495.0 | | 5796.5 |

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

| | | | | | |
|-----------|-------------|--------------|-------------|------|----------|
| $H_L <->$ | N +/- | x(A) | $M(A) <->$ | z(A) | $M_L(A)$ |
| [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| 80 | 1.35 | 108.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

11.3.2 Condizioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono riportati valori dei carichi valutati precedentemente. I valori dei momenti flettenti sono riferiti al baricentro G della fondazione.

| condizioni di carico | $H_L > (+)$ [kN] | H_T [kN] | N [kN] | $M_T(A)$ [kNm] | $M_L(A)$ [kNm] | $(A)=M_T(A)$ [m] | $e_x(G)=d_x(A)-e_L(A)$ [m] | $M_{T,G}$ [kNm] | $e_T(A)=M_L(A)/N$ [m] | $e_z(G)$ [m] | $M_{L,G}$ [kNm] |
|------------------------|---------------------|---------------|-----------|-------------------|-------------------|---------------------|-------------------------------|--------------------|--------------------------|-----------------|--------------------|
| 0 REALIZZAZIONE | | | 1352 | 1826 | -460 | 1.35 | 2.15 | 2907 | -0.34 | -0.34 | -460 |
| 1 PERM SP | | | 11541 | 44820 | 3921 | 3.88 | -0.38 | -4426 | 0.34 | 0.34 | 3921 |
| 2 ACC SP | | | 909 | 4092 | 509 | 4.50 | -1.00 | -909 | 0.56 | 0.56 | 509 |
| 3 PERM IMP | | | 647 | 873 | -220 | 1.35 | 2.15 | 1391 | -0.34 | -0.34 | -220 |
| 4 ACC IMP - Nmax | | | 1277 | 1724 | -434 | 1.35 | 2.15 | 2746 | -0.34 | -0.34 | -434 |
| 5 FOLLA | | | 0 | 0 | 0 | | | | 0.00 | 0.00 | 0 |
| 6 ST | 2354 | | | | | | | 8162 | | | 0 |
| 7 SA | 496 | | | | | | | 2589 | | | 0 |
| 8 VARTEMPD | | | 0 | 0 | 0 | | | 0 | | | 0 |
| 9 RES. PASSIVE VINCOLI | 0 | | | | | | | 0 | | | 0 |
| 10 FR | 0 | | | | | | | 0 | | | 0 |
| 11 VENTO | | 90 | | | | | | | | | 1004 |
| 12 SIS SP L | 1108 | | | | | | | 5634 | | | 0 |
| 13 SIS SP T | | 1108 | | | | | | | | | 5634 |
| 14 SIS SP V | | | 462 | 1793 | 157 | 3.88 | -0.38 | -177 | 0.34 | 0.34 | 157 |
| 15 SIS IMP L | 0 | | | | | | | 0 | | | 0 |
| 16 SIS IMP T | | 495 | | | | | | | | | 5796 |
| 17 SIS IMP V | | | 80 | 108 | 0 | 1.35 | 2.15 | 172 | 0.00 | 0.00 | 0 |
| 18 DS | 1304 | | | | | | | 6845 | | | 0 |

T.1 Carichi dovuti alle condizioni elementari

| | H_L [kN] | H_T [kN] | N [kN] | $M_T(G)$ [kNm] | $M_L(G)$ [kNm] | |
|------------------------|---------------|---------------|-----------|-------------------|-------------------|-------|
| 0 REALIZZAZIONE | 0 | 0 | 1352 | 2907 | -460 | |
| 1 PERM SP | 0 | 0 | 11541 | -4426 | 3921 | |
| 2 ACC SP | 0 | 0 | 909 | -909 | 509 | |
| 3 PERM IMP | 0 | 0 | 647 | 1391 | -220 | |
| 4 ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1277 | 2746 | -434 | |
| 5 FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 6 ST | 2354 | 0 | 0 | 8162 | 0 | |
| 7 SA | 496 | 0 | 0 | 2589 | 0 | |
| 8 VARTEMPD | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (+/-) |
| 9 RES. PASSIVE VINCOLI | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (+/-) |
| 10 FR | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (+/-) |
| 11 VENTO | 0 | 90 | 0 | 0 | 1004 | (+/-) |
| 12 SIS SP L | 1108 | 0 | 0 | 5634 | 0 | (+/-) |
| 13 SIS SP T | 0 | 1108 | 0 | 0 | 5634 | (+/-) |
| 14 SIS SP V | 0 | 0 | 462 | -177 | 157 | (+/-) |
| 15 SIS IMP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (+/-) |
| 16 SIS IMP T | 0 | 495 | 0 | 0 | 5796 | (+/-) |
| 17 SIS IMP V | 0 | 0 | 80 | 172 | 0 | (+/-) |
| 18 DS | 1304 | 0 | 0 | 6845 | 0 | (+) |

T.2 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.3.3 Combinazioni di carico

Si riportano i coefficienti moltiplicati dei carichi elementari per le combinazioni allo stato limite ultimo, le combinazioni sismiche e le combinazioni allo stato limite di esercizio per le verifiche strutturali e geotecniche.

| cond/comb | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | EQU |
|-------------------|------|------|------|-------|-------|------|------|------|------|-------|-------|-------|----|----|----|----|----|------|
| REALIZZAZIONE | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.87 |
| PERM SP | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 0.87 |
| ACC SP | 0 | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0.00 |
| PERM IMP | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 0.87 |
| ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0.00 |
| FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0.00 |
| ST | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 1.00 |
| SA | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0.00 |
| VARTEMPD | 0 | 0 | 0.72 | 1.2 | 0.72 | 1.2 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | | | | | | 0.50 |
| RES. PASSIVE VINC | 0 | 0 | 0.9 | 1.5 | 0.9 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0.00 |
| FR | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0.00 |
| VENTO | 0 | 0 | 0.9 | 0.9 | 1.5 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0.00 |
| SIS SP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |
| SIS SP T | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | | | | | | 0.3 |
| SIS SP V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | -0.30 | -0.30 | -1.00 | | | | | | -0.3 |
| SIS IMP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |
| SIS IMP T | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | | | | | | 0.3 |
| SIS IMP V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | | | | | | -0.3 |
| DS | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |

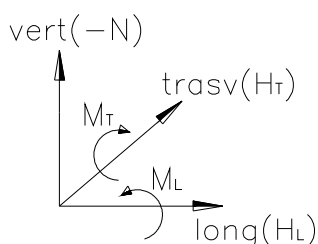
T.1 Combinazioni di carico SLU

| cond/comb | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-------------------|---|---|-----|------|------|---|
| REALIZZAZIONE | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM SP | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACC SP | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM IMP | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| ST | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SA | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| VARTEMPD | 0 | 0 | 0.6 | 1 | 0.6 | 1 |
| RES. PASSIVE VINC | 0 | 0 | 0.6 | 1 | 0.6 | 1 |
| FR | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| VENTO | 0 | 0 | 0.6 | 0.6 | 1 | 1 |

T.2 Combinazioni di carico SLE

Si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico.

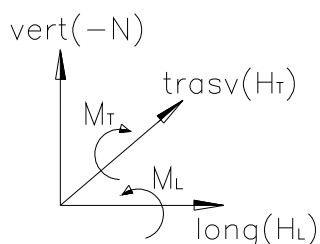
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



| | H _L | H _T | N | M _T (G) | M _L (G) |
|--------------|----------------|----------------|-------|--------------------|--------------------|
| Comb. | [kN] | [kN] | [kN] | [kNxm] | [kNxm] |
| STA SLU 1 | 3178 | 0 | 15581 | 5045 | 5294 |
| STA SLU 2 | 3178 | 0 | 18280 | 10848 | 4376 |
| STA SLU 3 | 3847 | 81 | 21232 | 16822 | 5381 |
| STA SLU 4 | 3679 | 81 | 20801 | 15021 | 5527 |
| STA SLU 5 | 3679 | 135 | 20801 | 15021 | 6129 |
| STA SLU 6 | 3847 | 135 | 21232 | 16822 | 5983 |
| SIS SLU 7 | 4765 | 481 | 13703 | 20512 | 6718 |
| SIS SLU 8 | 3077 | 1603 | 13703 | 11777 | 14719 |
| SIS SLU 9 | 3077 | 481 | 14082 | 11774 | 6828 |
| SIS SLU 10 | 4765 | 481 | 13426 | 20618 | 6624 |
| SIS SLU 11 | 3077 | 1603 | 13426 | 11884 | 14625 |
| SIS SLU 12 | 3077 | 481 | 13159 | 12128 | 6514 |

T.1 Combinazioni di carico SLU

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



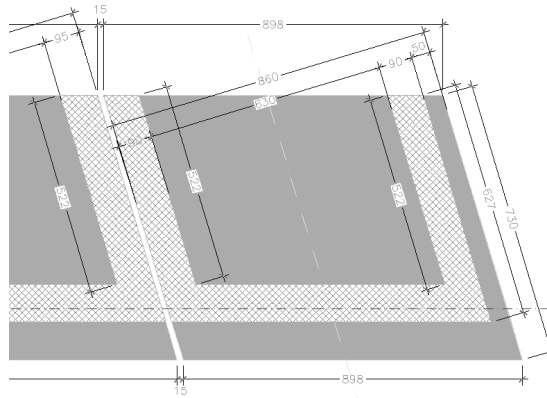
| | H _L | H _T | N | M _T (G) | M _L (G) |
|--------------|----------------|----------------|-------|--------------------|--------------------|
| Comb. | [kN] | [kN] | [kN] | [kNxm] | [kNxm] |
| STA SLE 1 | 2354 | 0 | 11541 | 3737 | 3921 |
| STA SLE 2 | 2354 | 0 | 13541 | 8035 | 3242 |
| STA SLE 3 | 2849 | 54 | 15727 | 12461 | 3919 |
| STA SLE 4 | 2725 | 54 | 15408 | 11127 | 4027 |
| STA SLE 5 | 2725 | 90 | 15408 | 11127 | 4429 |
| STA SLE 6 | 2849 | 90 | 15727 | 12461 | 4320 |

T.2 Combinazioni di carico SLE

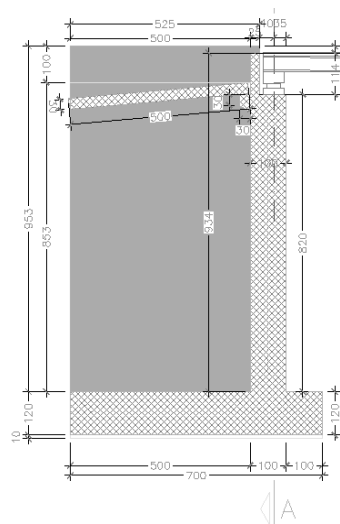
11.4 Rampa laterale destra – Spalla “SpA-dx”

11.4.1 Analisi dei carichi

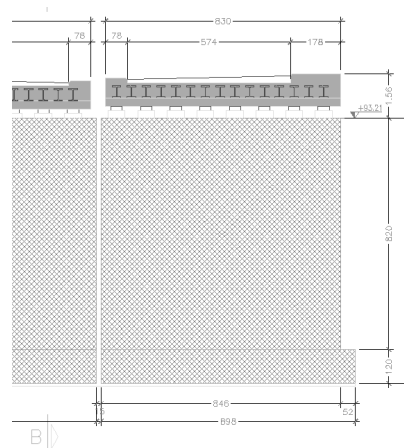
La geometria della sottostruttura spalla della rampa laterale tipo analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 11. Rampa laterale destra – Pianta spalla SpA



F 12. Rampa laterale destra – Sezione longitudinale spalla SpA



F 13. Rampa laterale destra – Prospetto spalla SpA

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati nelle figure precedenti (vedere § 11.1). Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE**AZIONI VERTICALI**

| | | |
|------------------------------|----------------------|---|
| q | 20 kN/m ² | (carico accidentale) |
| $\gamma_{c,s}$ | 25 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato) |
| $\gamma_{c,s,magro}$ | 24 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro) |
| $\gamma_{terreno\ rinterro}$ | 18 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del terreno di rinterro) |

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

| | d_y [m] | d_x [m] | d_z [m] | N [kN] | x(A) [m] | $M_T(A)$ [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | $M_L(A)$ [kNxm] |
|---------------------------------------|--------------|--------------|--------------|----------------|-------------|--------------------|--------------------|--------------|--------------------|
| muro di testata | 8.20 | 1.00 | 8.46 | 1734.3 | 1.50 | 2601.5 | 5.10 | 0.34 | 589.66 |
| muro paraghiaia | 1.30 | 0.25 | 8.46 | 68.7 | 1.88 | 129.2 | 9.85 | 0.22 | 15.12 |
| muro risolto 1 (dx) | 9.90 | 5.00 | 0.93 | 1150.9 | 4.50 | 5178.9 | 5.95 | 3.20 | 3682.80 |
| muro risolto 2 (sx) | 9.90 | 5.00 | 0.93 | 1150.9 | 4.50 | 5178.9 | 5.95 | -4.33 | -4983.29 |
| Σ | | | | 4104.8 | | 13088.6 | | | -695.7 |
| rinterro | 9.50 | 5.00 | 6.60 | 5643.0 | 4.50 | 25393.5 | 5.95 | -0.57 | -3216.51 |
| plinto di fondazione | 1.00 | 7.00 | 8.98 | 1571.5 | 3.50 | 5500.3 | 0.50 | 0.00 | 0.00 |
| Σ | 9.50 | | | 7214.5 | | 30893.8 | | | -3216.5 |
| $\Sigma_{PERM\ SP}$ | 10.50 | | | 11319.3 | 3.89 | 43982.3 | | -0.35 | -3912.2 |

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

| | d_y [m] | d_x [m] | d_z [m] | N [kN] | x(A) [m] | $M_T(A)$ [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | $M_L(A)$ [kNxm] |
|--|--------------|--------------|--------------|--------------|-------------|--------------------|--------------------|--------------|--------------------|
| | 0.00 | 5.25 | 8.46 | 888.3 | 4.50 | 3997.4 | 10.50 | -0.57 | -506.33 |

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

| | N [kN] | x(A) [m] | $M_T(A)$ [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | $M_L(A)$ [kNxm] |
|--|---------------|-------------|--------------------|--------------------|-------------|--------------------|
| | 1305 | 1.35 | 1761.8 | 9.15 | 0.34 | 443.70 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| | 1305.0 | | 1761.8 | | | 443.7 |

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

| | N [kN] | x(A) [m] | $M_T(A)$ [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | $M_L(A)$ [kNxm] |
|--|--------------|-------------|--------------------|--------------------|-------------|--------------------|
| | 647 | 1.35 | 873.4 | 9.15 | 0.34 | 219.98 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| | 647.0 | | 873.4 | | | 220.0 |

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

| | N [kN] | x(A) [m] | $M_T(A)$ [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | $M_L(A)$ [kNxm] |
|--|---------------|-------------|--------------------|--------------------|-------------|--------------------|
| | 1277 | 1.35 | 1724.2 | 9.15 | 0.34 | 434.24 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| | 1277.2 | | 1724.2 | | | 434.2 |

AZIONI ORIZZONTALI

- *valutazione della spinta del terreno*

| | | |
|-------------------------|----------------------|--|
| $\gamma =$ | 18 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del terreno) |
| $\phi =$ | 35.0 0.61 | (angolo d'attrito del terreno di riempimento) |
| $i =$ | 0 0.00 | (inclinazione del terreno a monte, pos in salita) |
| $\beta =$ | 0 0.00 | (inclinazione del muro, pos se verso monte) |
| $\alpha = 90 - \beta =$ | 90 1.57 | (90 - β) |
| $\delta =$ | 0 0.00 | (angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno) |
| $k_a =$ | 0.271 - | (coefficiente di spinta a riposo) |
| $L_1 =$ | 8.98 m | (lunghezza del cuneo di spinta inferiore) |
| $L_2 =$ | 8.46 m | (lunghezza del cuneo di spinta superiore) |
| $h_1 =$ | 1.00 m | (altezza del plinto) |
| $h_2 =$ | 9.50 m | (altezza del muro di testata + trave paraghiaia) |
| $S_{a,t,1a} =$ | 21.9 kN | (spinta del terreno cuneo inferiore) |
| $S_{a,t,1b} =$ | 416.1 kN | (spinta del terreno cuneo inferiore) |
| $S_{a,t,2} =$ | 1862.1 kN | (spinta del terreno cuneo superiore) |
| $d_{y,1a} =$ | 0.3 m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $d_{y,1b} =$ | 0.50 m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $d_{y,2} =$ | 4.2 m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $S_{a,q1} =$ | 48.7 kN | (spinta sul plinto dovuta al sovraccarico) |
| $S_{a,q2} =$ | 435.6 kN | (spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico) |
| $d_{y,q1} =$ | 0.5 m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $d_{y,q2} =$ | 5.8 m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |

| | H_L [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(C)$ [kNxm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNxm] |
|--------------------------------|---------------|-----------|-----------------------------|----------------------|--------------------|
| - Spinta del terreno (ST) | 2300.2 | | 7974.3 | - | |
| - Spinta del sovraccarico (SA) | 484.3 | | 2529.0 | - | |

| | $H_L <->$ [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(C)$ [kNxm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNxm] |
|-----------------------------|-------------------|-----------|-----------------------------|----------------------|--------------------|
| - Azione di frenamento (FR) | 409 | | 3738.7 | 9.15 | |
| | 0.0 | | 0.0 | 0.00 | |
| | 408.6 | | 3738.7 | | |

| | $H_L <->$ [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(C)$ [kNxm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNxm] |
|--------------------------------------|-------------------|-----------|-----------------------------|----------------------|--------------------|
| -Resistenze passive dei vincoli (RP) | 156 | | 1428.9 | 9.15 | |
| | 0.0 | | 0.0 | 0.00 | |
| | 156.2 | | 1428.9 | | |

| | $H_T <->$ [kN] | | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G) <->$ [kNxm] |
|----------------------------------|-------------------|--|----------------------|------------------------|
| - Azione dovuta al vento (VENTO) | 90 | | 11.15 | 1003.5 |
| | 0.0 | | 0.00 | 0.0 |
| | 90.0 | | | 1003.5 |

AZIONI SISMICHE

Azioni orizzontali

- valutazione dell'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

| | | | | | |
|----------------------|---------------|----|---|------|------|
| $a_y/g =$ | 0.080 | - | (PGA) | | |
| $S = S_S \times S_T$ | 1.20 | - | | | |
| $S_{ve\ spalla} =$ | 0.04 | | (spettro di risposta elastico della componente verticale) | | |
| $L_1 =$ | 9.0 | m | (lunghezza del cuneo di spinta inferiore) | | |
| $L_2 =$ | 8.46 | m | (lunghezza del cuneo di spinta superiore) | | |
| $h_1 =$ | 1 | m | (altezza del plinto) | | |
| $h_2 =$ | 9.5 | m | (altezza del muro di testata + trave paraghiaia) | | |
| $\Delta P_{d,1} =$ | 242.6 | kN | (Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood) | | |
| $\Delta P_{d,2} =$ | 1031.5 | kN | (Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood) | 3556 | 1255 |
| | 1274 | | | | |

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)

| $H_L <->$ | $y(A) = y(G)$ | $l_T(A) = MT(G)$ | $M_L(G)$ |
|----------------|---------------|------------------|----------|
| [kN] | [m] | [kNxm] | [kNxm] |
| 1274.10 | 5.3 | 6689.0 | |

- Sisma spalla long. e trasv. (SIS SP L e T)

| | N | $H_T = H_L$ | $y(A) = y(G)$ | $l_T(A) = M_L(A)$ |
|----------------------|----------------|---------------|---------------|-------------------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] |
| muro di testata | 1734.3 | 166.5 | 5.10 | 849.11 |
| baggioli | 0.0 | 0.0 | 9.15 | 0.00 |
| muro paraghiaia | 68.7 | 6.6 | 9.85 | 65.00 |
| ringrosso paraghiaia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| muro risolto 1 (dx) | 1150.9 | 110.5 | 5.95 | 657.38 |
| muro risolto 2 (sx) | 1150.9 | 110.5 | 5.95 | 657.38 |
| orecchia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| mensola posteriore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| rinterro | 5643.0 | 541.7 | 5.95 | 3223.3 |
| plinto di fondazione | 1571.5 | 150.9 | 0.50 | 75.4 |
| - | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.0 |
| Σ | 11319.3 | 1086.7 | | 5527.6 |

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

| | W | N +/- | x(A) | $M_T(A) <->$ | z(A) | $M_L(A) <->$ |
|----------------------|----------------|--------------|------|---------------|-------|---------------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| muro di testata | 1734.3 | 69.4 | 1.50 | 104.06 | 0.34 | 23.59 |
| baggioli | 0.0 | 0.0 | 1.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| muro paraghiaia | 68.7 | 2.7 | 1.88 | 5.17 | 0.22 | 0.60 |
| ringrosso paraghiaia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| muro risolto 1 (dx) | 1150.9 | 46.0 | 4.50 | 207.16 | 3.20 | 147.31 |
| muro risolto 2 (sx) | 1150.9 | 46.0 | 4.50 | 207.16 | -4.33 | -199.33 |
| orecchia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| mensola posteriore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| rinterro | 5643.0 | 225.7 | 4.50 | 1015.7 | -0.57 | -128.66 |
| plinto di fondazione | 1571.5 | 62.9 | 3.50 | 220.0 | 0.00 | 0.00 |
| - | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| Σ | 11319.3 | 452.8 | | 1759.3 | | -156.5 |

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

| | $H_L <->$ | N +/- | x(A) | $M_T(G) <->$ | $y(A) = y(G)$ | $M_L(G)$ |
|-------------|--------------|-------|------|---------------|---------------|----------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| Sisma long. | 970 | | | 8875.5 | 9.15 | |
| | 0.0 | | | 0.0 | 0.00 | |
| | 970.0 | | | 8875.5 | | |

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

| | $H_T <->$ | $y(A) = y(G)$ | $M_L(G) <->$ |
|--------------|--------------|---------------|---------------|
| | [kN] | [m] | [kNxm] |
| Sisma trasv. | 485 | | 10.11 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 |
| | 485.0 | | 5679.4 |

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

| $H_L <->$ | N +/- | x(A) | M(A) <-> | z(A) | $M_L(A)$ |
|-----------|-----------|-------------|--------------|-------------|----------|
| [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| | 78 | 1.35 | 105.4 | 0.00 | 0.00 |

11.4.2 Condizioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono riportati valori dei carichi valutati precedentemente. I valori dei momenti flettenti sono riferiti al baricentro G della fondazione.

Condizioni di carico

| condizioni di carico | $H_L \rightarrow (+)$ [kN] | H_T [kN] | N [kN] | $M_T(A)$ [kNm] | $M_L(A)$ [kNm] | $(A)=M_T(A)$ [m] | $e_x(G)=d_x(A)-e_L(A)$ [m] | $M_{T,G}$ [kNm] | $e_T(A)=M_L(A)/N$ [m] | $e_z(G)$ [m] | $M_{L,G}$ [kNm] |
|------------------------|-------------------------------|---------------|-----------|-------------------|-------------------|---------------------|-------------------------------|--------------------|--------------------------|-----------------|--------------------|
| 0 REALIZZAZIONE | | | 1305 | 1762 | 444 | 1.35 | 2.15 | 2806 | 0.34 | 0.34 | 444 |
| 1 PERM SP | | | 11319 | 43982 | -3912 | 3.89 | -0.39 | -4365 | -0.35 | -0.35 | -3912 |
| 2 ACC SP | | | 888 | 3997 | -506 | 4.50 | -1.00 | -888 | -0.57 | -0.57 | -506 |
| 3 PERM IMP | | | 647 | 873 | 220 | 1.35 | 2.15 | 1391 | 0.34 | 0.34 | 220 |
| 4 ACC IMP - Nmax | | | 1277 | 1724 | 434 | 1.35 | 2.15 | 2746 | 0.34 | 0.34 | 434 |
| 5 FOLLA | | | 0 | 0 | 0 | | | | 0.00 | 0.00 | 0 |
| 6 ST | 2300 | | | | | | | 7974 | | | 0 |
| 7 SA | 484 | | | | | | | 2529 | | | 0 |
| 8 VARTEMPD | | | 0 | 0 | 0 | | | 0 | | | 0 |
| 9 RES. PASSIVE VINCOLI | 156 | | | | | | | 1429 | | | 0 |
| 10 FR | 409 | | | | | | | 3739 | | | 0 |
| 11 VENTO | | 90 | | | | | | | | | 1004 |
| 12 SIS SP L | 1087 | | | | | | | 5528 | | | 0 |
| 13 SIS SP T | | 1087 | | | | | | | | | 5528 |
| 14 SIS SP V | | | 453 | 1759 | -156 | 3.89 | -0.39 | -175 | -0.35 | -0.35 | -156 |
| 15 SIS IMP L | 970 | | | | | | | 8876 | | | 0 |
| 16 SIS IMP T | | 485 | | | | | | | | | 5679 |
| 17 SIS IMP V | | | 78 | 105 | 0 | 1.35 | 2.15 | 168 | 0.00 | 0.00 | 0 |
| 18 DS | 1274 | | | | | | | 6689 | | | 0 |

T.1 Carichi dovuti alle condizioni elementari

| | H_L [kN] | H_T [kN] | N [kN] | $M_T(G)$ [kNm] | $M_L(G)$ [kNm] | |
|------------------------|---------------|---------------|-----------|-------------------|-------------------|-------|
| 0 REALIZZAZIONE | 0 | 0 | 1305 | 2806 | 444 | |
| 1 PERM SP | 0 | 0 | 11319 | -4365 | -3912 | |
| 2 ACC SP | 0 | 0 | 888 | -888 | -506 | |
| 3 PERM IMP | 0 | 0 | 647 | 1391 | 220 | |
| 4 ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1277 | 2746 | 434 | |
| 5 FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 6 ST | 2300 | 0 | 0 | 7974 | 0 | |
| 7 SA | 484 | 0 | 0 | 2529 | 0 | |
| 8 VARTEMPD | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (+/-) |
| 9 RES. PASSIVE VINCOLI | 156 | 0 | 0 | 1429 | 0 | (+/-) |
| 10 FR | 409 | 0 | 0 | 3739 | 0 | (+/-) |
| 11 VENTO | 0 | 90 | 0 | 0 | 1004 | (+/-) |
| 12 SIS SP L | 1087 | 0 | 0 | 5528 | 0 | (+/-) |
| 13 SIS SP T | 0 | 1087 | 0 | 0 | 5528 | (+/-) |
| 14 SIS SP V | 0 | 0 | 453 | -175 | -156 | (+/-) |
| 15 SIS IMP L | 970 | 0 | 0 | 8876 | 0 | (+/-) |
| 16 SIS IMP T | 0 | 485 | 0 | 0 | 5679 | (+/-) |
| 17 SIS IMP V | 0 | 0 | 78 | 168 | 0 | (+/-) |
| 18 DS | 1274 | 0 | 0 | 6689 | 0 | (+) |

T.2 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.4.3 Combinazioni di carico

Si riportano i coefficienti moltiplicati dei carichi elementari per le combinazioni allo stato limite ultimo, le combinazioni sismiche e le combinazioni allo stato limite di esercizio per le verifiche strutturali e geotecniche.

| cond/comb | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | EQU |
|-------------------|------|------|------|-------|-------|------|------|------|------|-------|-------|-------|----|----|----|----|----|------|
| REALIZZAZIONE | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.87 |
| PERM SP | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 0.87 |
| ACC SP | 0 | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0.00 |
| PERM IMP | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 0.87 |
| ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0.00 |
| FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0.00 |
| ST | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 1.00 |
| SA | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0.00 |
| VARTEMPD | 0 | 0 | 0.72 | 1.2 | 0.72 | 1.2 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | | | | | | 0.50 |
| RES. PASSIVE VINC | 0 | 0 | 0.9 | 1.5 | 0.9 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0.00 |
| FR | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0.00 |
| VENTO | 0 | 0 | 0.9 | 0.9 | 1.5 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| SIS SP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |
| SIS SP T | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | | | | | | 0.3 |
| SIS SP V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | -0.30 | -0.30 | -1.00 | | | | | | -0.3 |
| SIS IMP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |
| SIS IMP T | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | | | | | | 0.3 |
| SIS IMP V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | | | | | | -0.3 |
| DS | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |

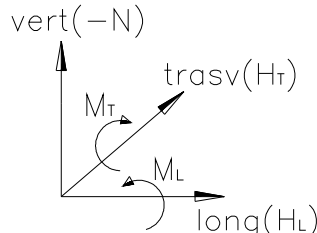
T.1 Combinazioni di carico SLU

| cond/comb | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-------------------|---|---|-----|------|------|---|
| REALIZZAZIONE | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM SP | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACC SP | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM IMP | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| ST | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SA | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| VARTEMPD | 0 | 0 | 0.6 | 1 | 0.6 | 1 |
| RES. PASSIVE VINC | 0 | 0 | 0.6 | 1 | 0.6 | 1 |
| FR | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| VENTO | 0 | 0 | 0.6 | 0.6 | 1 | 1 |

T.2 Combinazioni di carico SLE

Si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico.

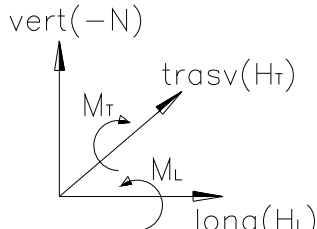
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



| | H _L | H _T | N | M _T (G) | M _L (G) |
|--------------|----------------|----------------|-------|--------------------|--------------------|
| Comb. | [kN] | [kN] | [kN] | [kNxm] | [kNxm] |
| STA SLU 1 | 3105 | 0 | 15281 | 4873 | -5281 |
| STA SLU 2 | 3105 | 0 | 17916 | 10538 | -4386 |
| STA SLU 3 | 4451 | 81 | 20840 | 22794 | -3580 |
| STA SLU 4 | 4243 | 81 | 20409 | 20609 | -3726 |
| STA SLU 5 | 4150 | 135 | 20409 | 19751 | -3124 |
| STA SLU 6 | 4545 | 135 | 20840 | 23651 | -2978 |
| SIS SLU 7 | 5631 | 471 | 13431 | 28896 | 67 |
| SIS SLU 8 | 3299 | 1572 | 13431 | 14132 | 7911 |
| SIS SLU 9 | 3299 | 471 | 13802 | 14127 | -43 |
| SIS SLU 10 | 5631 | 471 | 13159 | 29001 | 160 |
| SIS SLU 11 | 3299 | 1572 | 13159 | 14237 | 8005 |
| SIS SLU 12 | 3299 | 471 | 12897 | 14476 | 270 |

T.1 Combinazioni di carico SLU

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



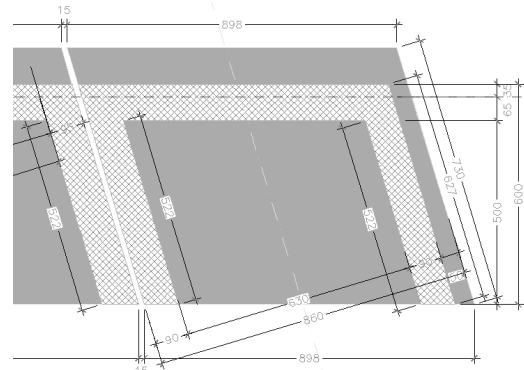
| | H _L | H _T | N | M _T (G) | M _L (G) |
|--------------|----------------|----------------|-------|--------------------|--------------------|
| Comb. | [kN] | [kN] | [kN] | [kNxm] | [kNxm] |
| STA SLE 1 | 2300 | 0 | 11319 | 3610 | -3912 |
| STA SLE 2 | 2300 | 0 | 13271 | 7806 | -3249 |
| STA SLE 3 | 3287 | 54 | 15437 | 16789 | -2719 |
| STA SLE 4 | 3126 | 54 | 15117 | 15107 | -2827 |
| STA SLE 5 | 3064 | 90 | 15117 | 14535 | -2426 |
| STA SLE 6 | 3349 | 90 | 15437 | 17360 | -2317 |

T.2 Combinazioni di carico SLE

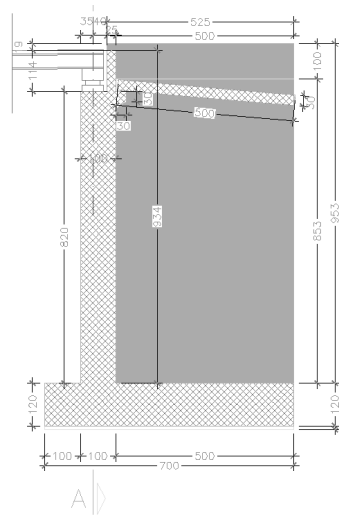
11.5 Rampa laterale destra – Spalla “SpB-dx”

11.5.1 Analisi dei carichi

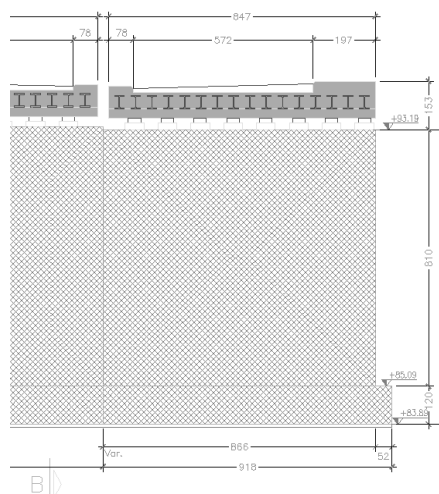
La geometria della sottostruttura spalla della rampa laterale tipo analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 14. Rampa laterale destra – Pianta spalla SpB



F 15. Rampa laterale destra – Sezione longitudinale spalla SpB



F 16. Rampa laterale destra – Prospetto spalla SpB

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati nelle figure precedenti (vedere § 11.1). Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE**AZIONI VERTICALI**

| | | |
|-------------------------------|----------------------|---|
| q | 20 kN/m ² | (carico accidentale) |
| γ _{cls} | 25 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato) |
| γ _{cls,magro} | 24 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro) |
| γ _{terreno rinterro} | 18 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del terreno di rinterro) |

1

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

| | d _y [m] | d _x [m] | d _z [m] | N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|-----------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------|-------------|------------------------------|--------------------|-------------|------------------------------|
| muro di testata | 8.20 | 1.00 | 8.46 | 1734.3 | 1.50 | 2601.5 | 5.10 | -0.86 | -1491.50 |
| muro paraghiaia | 1.30 | 0.25 | 8.46 | 68.7 | 1.88 | 129.2 | 9.85 | -0.76 | -52.24 |
| muro risolto 1 (dx) | 9.90 | 5.00 | 0.93 | 1150.9 | 4.50 | 5178.9 | 5.95 | 3.81 | 4384.83 |
| muro risolto 2 (sx) | 9.90 | 5.00 | 0.93 | 1150.9 | 4.50 | 5178.9 | 5.95 | -3.72 | -4281.26 |
| Σ | | | | 4104.8 | | 13088.6 | | | -1440.2 |
| rinterro | 9.50 | 5.00 | 6.60 | 5643.0 | 4.50 | 25393.5 | 5.95 | 0.04 | 225.72 |
| plinto di fondazione | 1.00 | 7.00 | 8.98 | 1571.5 | 3.50 | 5500.3 | 0.50 | 0.00 | 0.00 |
| Σ | 9.50 | | | 7214.5 | | 30893.8 | | | 225.7 |
| Σ_{PERM SP} | 10.50 | | | 11319.3 | 3.89 | 43982.3 | | -0.11 | -1214.4 |

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

| | d _y [m] | d _x [m] | d _z [m] | N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|--|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------|-------------|------------------------------|--------------------|-------------|------------------------------|
| | 0.00 | 5.25 | 8.46 | 888.3 | 4.50 | 3997.4 | 10.50 | 0.04 | 35.53 |

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

| | N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|--|---------------|-------------|------------------------------|--------------------|--------------|------------------------------|
| | 1305 | 1.35 | 1761.8 | 9.15 | -0.86 | -1122.30 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| | 1305.0 | | 1761.8 | | | -1122.3 |

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

| | | | | | | |
|--|--------------|-------------|--------------|-------------|--------------|----------------|
| | 647 | 1.35 | 873.4 | 9.15 | -0.86 | -556.41 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| | 647.0 | | 873.4 | | | -556.4 |

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

| | | | | | | |
|--|---------------|-------------|---------------|-------------|--------------|-----------------|
| | 1277 | 1.35 | 1724.2 | 9.15 | -0.86 | -1098.36 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| | 1277.2 | | 1724.2 | | | -1098.4 |

AZIONI ORIZZONTALI

- *valutazione della spinta del terreno*

| | | | |
|-------------------------|----------------------|------|--|
| $\gamma =$ | 18 kN/m ³ | | (peso dell'unità di volume del terreno) |
| $\phi =$ | 35.0 | 0.61 | (angolo d'attrito del terreno di riempimento) |
| $i =$ | 0 | 0.00 | (inclinazione del terreno a monte, pos in salita) |
| $\beta =$ | 0 | 0.00 | (inclinazione del muro, pos se verso monte) |
| $\alpha = 90 - \beta =$ | 90 | 1.57 | (90 - β) |
| $\delta =$ | 0 | 0.00 | (angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno) |
| $K_a =$ | 0.271 | - | (coefficiente di spinta a riposo) |
| $L_1 =$ | 8.98 | m | (lunghezza del cuneo di spinta inferiore) |
| $L_2 =$ | 8.46 | m | (lunghezza del cuneo di spinta superiore) |
| $h_1 =$ | 1.00 | m | (altezza del plinto) |
| $h_2 =$ | 9.50 | m | (altezza del muro di testata + trave paraghiaia) |
| $S_{a,t,1a} =$ | 21.9 | kN | (spinta del terreno cuneo inferiore) |
| $S_{a,t,1b} =$ | 416.1 | kN | (spinta del terreno cuneo inferiore) |
| $S_{a,t,2} =$ | 1862.1 | kN | (spinta del terreno cuneo superiore) |
| $d_{y1a} =$ | 0.3 | m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $d_{y1b} =$ | 0.50 | m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $d_{y2} =$ | 4.2 | m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $S_{a,q1} =$ | 48.7 | kN | (spinta sul plinto dovuta al sovraccarico) |
| $S_{a,q2} =$ | 435.6 | kN | (spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico) |
| $d_{yq1} =$ | 0.5 | m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $d_{yq2} =$ | 5.8 | m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |

| | H_L [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(G)$ [kNm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNm] |
|--------------------------------|---------------|-----------|----------------------------|----------------------|-------------------|
| - Spinta del terreno (ST) | 2300.2 | | 7974.3 | - | |
| - Spinta del sovraccarico (SA) | 484.3 | | 2529.0 | - | |

- *Azione di frenamento (FR)*

| | $H_L <->$ [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(G)$ [kNm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNm] |
|--|-------------------|-----------|----------------------------|----------------------|-------------------|
| | 0 | | 0.0 | 9.15 | |
| | 0.0 | | 0.0 | 0.00 | |
| | 0.0 | | 0.0 | | |

- *Resistenze passive dei vincoli (RP)*

| | $H_L <->$ [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(G)$ [kNm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNm] |
|--|-------------------|-----------|----------------------------|----------------------|-------------------|
| | 0 | | 0.0 | 9.15 | |
| | 0.0 | | 0.0 | 0.00 | |
| | 0.0 | | 0.0 | | |

- *Azione dovuta al vento (VENTO)*

| | $H_T <->$ [kN] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G) <->$ [kNm] |
|--|-------------------|----------------------|-----------------------|
| | 90 | 11.15 | 1003.5 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 |
| | 90.0 | | 1003.5 |

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

- valutazione dell'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

| | | | | | |
|----------------------|---------------|----|---|------|------|
| $a_g/g =$ | 0.080 | - | (PGA) | | |
| $S = S_S \times S_T$ | 1.20 | - | | | |
| $S_{ve\ spalla} =$ | 0.04 | | (spettro di risposta elastico della componente verticale) | | |
| $L_1 =$ | 9.0 | m | (lunghezza del cuneo di spinta inferiore) | | |
| $L_2 =$ | 8.46 | m | (lunghezza del cuneo di spinta superiore) | | |
| $h_1 =$ | 1 | m | (altezza del plinto) | | |
| $h_2 =$ | 9.5 | m | (altezza del muro di testata + trave paraghiaia) | | |
| $\Delta P_{d,1} =$ | 242.6 | kN | (Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood) | | |
| $\Delta P_{d,2} =$ | 1031.5 | kN | (Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood) | 3556 | 1255 |

1274

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)

| | | | |
|----------------|---------------|-------------------|----------|
| $H_L <->$ | $y(A) = y(G)$ | $M_T(A) = M_T(G)$ | $M_L(G)$ |
| [kN] | [m] | [kNxm] | [kNxm] |
| 1274.10 | 5.3 | 6689.0 | |

- Sisma spalla long. e trasv. (SIS SP L e T)

| | N | $H_T = H_L$ | $y(A) = y(G)$ | $M_T(A) = M_L(A)$ |
|----------------------------|----------------|---------------|---------------|-------------------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] |
| muro di testata | 1734.3 | 166.5 | 5.10 | 849.11 |
| baggioli | 0.0 | 0.0 | 9.15 | 0.00 |
| muro paraghiaia | 68.7 | 6.6 | 9.85 | 65.00 |
| ringrosso paraghiaia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| muro risolto 1 (dx) | 1150.9 | 110.5 | 5.95 | 657.38 |
| muro risolto 2 (sx) | 1150.9 | 110.5 | 5.95 | 657.38 |
| orecchia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| mensola posteriore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| rinterro | 5643.0 | 541.7 | 5.95 | 3223.3 |
| plinto di fondazione | 1571.5 | 150.9 | 0.50 | 75.4 |
| - | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.0 |
| Σ | 11319.3 | 1086.7 | | 5527.6 |

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

| | W | N +/- | x(A) | $M_T(A) <->$ | z(A) | $M_L(A) <->$ |
|----------------------------|----------------|--------------|------|---------------|-------|--------------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| muro di testata | 1734.3 | 69.4 | 1.50 | 104.06 | -0.86 | -59.66 |
| baggioli | 0.0 | 0.0 | 1.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| muro paraghiaia | 68.7 | 2.7 | 1.88 | 5.17 | -0.76 | -2.09 |
| ringrosso paraghiaia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| muro risolto 1 (dx) | 1150.9 | 46.0 | 4.50 | 207.16 | 3.81 | 175.39 |
| muro risolto 2 (sx) | 1150.9 | 46.0 | 4.50 | 207.16 | -3.72 | -171.25 |
| orecchia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| mensola posteriore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| rinterro | 5643.0 | 225.7 | 4.50 | 1015.7 | 0.04 | 9.03 |
| plinto di fondazione | 1571.5 | 62.9 | 3.50 | 220.0 | 0.00 | 0.00 |
| - | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| Σ | 11319.3 | 452.8 | | 1759.3 | | -48.6 |

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

| | $H_L <->$ | N +/- | x(A) | $M_T(G) <->$ | y(A) = y(G) | $M_L(G)$ |
|-------------|------------|-------|------|--------------|-------------|----------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| Sisma long. | 0 | | | 0.0 | 9.15 | |
| | 0.0 | | | 0.0 | 0.00 | |
| | 0.0 | | | 0.0 | | |

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

| | $H_T <->$ | y(A) = y(G) | $M_L(G) <->$ |
|--------------|--------------|--------------|---------------|
| | [kN] | [m] | [kNxm] |
| Sisma trasv. | 485 | 10.11 | 5679.4 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 |
| | 485.0 | | 5679.4 |

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

| | $H_L <->$ | N +/- | x(A) | M(A) <-> | z(A) | $M_L(A)$ |
|--|-----------|-------|-------------|--------------|-------------|----------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| | 78 | | 1.35 | 105.4 | 0.00 | 0.00 |

11.5.2 Condizioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono riportati valori dei carichi valutati precedentemente. I valori dei momenti flettenti sono riferiti al baricentro G della fondazione.

Condizioni di carico

| condizioni di carico | $H_L \rightarrow (+)$ [kN] | H_T [kN] | N [kN] | $M_T(A)$ [kNxm] | $M_L(A)$ [kNxm] | $L(A)=M_T(A)/N$ [m] | $e_x(G)=d_x(A)-e_L(A)$ [m] | $M_{T,G}$ [kNxm] | $e_T(A)=M_L(A)/N$ [m] | $e_z(G)$ [m] | $M_{L,G}$ [kNxm] |
|------------------------|-------------------------------|---------------|-----------|--------------------|--------------------|------------------------|-------------------------------|---------------------|--------------------------|-----------------|---------------------|
| 0 REALIZZAZIONE | | | 1305 | 1762 | -1122 | 1.35 | 2.15 | 2806 | -0.86 | -0.86 | -1122.3 |
| 1 PERM SP | | | 11319 | 43982 | -1214 | 3.89 | -0.39 | -4365 | -0.11 | -0.11 | -1214.4 |
| 2 ACC SP | | | 888 | 3997 | 36 | 4.50 | -1.00 | -888 | 0.04 | 0.04 | 35.53 |
| 3 PERM IMP | | | 647 | 873 | -556 | 1.35 | 2.15 | 1391 | -0.86 | -0.86 | -556.4 |
| 4 ACC IMP - Nmax | | | 1277 | 1724 | -1098 | 1.35 | 2.15 | 2746 | -0.86 | -0.86 | -1098.4 |
| 5 FOLLA | | | 0 | 0 | 0 | | | | 0.00 | 0.00 | 0.0 |
| 6 ST | 2300 | | | | | | | 7974.3 | | | 0.0 |
| 7 SA | 484 | | | | | | | 2529.0 | | | 0.0 |
| 8 VARTEMPD | | 0 | 0 | 0 | 0 | | | 0 | | | 0.0 |
| 9 RES. PASSIVE VINCOLI | 0 | | | | | | | 0.0 | | | 0.0 |
| 10 FR | 0 | | | | | | | 0.0 | | | 0.0 |
| 11 VENTO | | 90 | | | | | | | | | 1003.5 |
| 12 SIS SP L | 1087 | | | | | | | 5527.6 | | | 0.0 |
| 13 SIS SP T | | 1087 | | | | | | | | | 5527.6 |
| 14 SIS SP V | | | 453 | 1759 | -49 | 3.89 | -0.39 | -174.6 | -0.11 | -0.11 | -48.6 |
| 15 SIS IMP L | 0 | | | | | | | 0.0 | | | 0.0 |
| 16 SIS IMP T | | 485 | | | | | | | | | 5679.4 |
| 17 SIS IMP V | | | 78 | 105 | 0 | 1.35 | 2.15 | 167.9 | 0.00 | 0.00 | 0.0 |
| 18 DS | 1274 | | | | | | | 6689.0 | | | 0.0 |

T.1 Carichi dovuti alle condizioni elementari

| | H_L [kN] | H_T [kN] | N [kN] | $M_T(G)$ [kNxm] | $M_L(G)$ [kNxm] | |
|------------------------|---------------|---------------|-----------|--------------------|--------------------|-------|
| 0 REALIZZAZIONE | 0 | 0 | 1305 | 2806 | -1122 | |
| 1 PERM SP | 0 | 0 | 11319 | -4365 | -1214 | |
| 2 ACC SP | 0 | 0 | 888 | -888 | 36 | |
| 3 PERM IMP | 0 | 0 | 647 | 1391 | -556 | |
| 4 ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1277 | 2746 | -1098 | |
| 5 FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 6 ST | 2300 | 0 | 0 | 7974 | 0 | |
| 7 SA | 484 | 0 | 0 | 2529 | 0 | |
| 8 VARTEMPD | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (+/-) |
| 9 RES. PASSIVE VINCOLI | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (+/-) |
| 10 FR | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (+/-) |
| 11 VENTO | 0 | 90 | 0 | 0 | 1004 | (+/-) |
| 12 SIS SP L | 1087 | 0 | 0 | 5528 | 0 | (+/-) |
| 13 SIS SP T | 0 | 1087 | 0 | 0 | 5528 | (+/-) |
| 14 SIS SP V | 0 | 0 | 453 | -175 | -49 | (+/-) |
| 15 SIS IMP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (+/-) |
| 16 SIS IMP T | 0 | 485 | 0 | 0 | 5679 | (+/-) |
| 17 SIS IMP V | 0 | 0 | 78 | 168 | 0 | (+/-) |
| 18 DS | 1274 | 0 | 0 | 6689 | 0 | (+) |

T.2 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.5.3 Combinazioni di carico

Si riportano i coefficienti moltiplicati dei carichi elementari per le combinazioni allo stato limite ultimo, le combinazioni sismiche e le combinazioni allo stato limite di esercizio per le verifiche strutturali e geotecniche.

| cond/comb | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | EQU |
|-------------------|------|------|------|-------|-------|------|------|------|------|-------|-------|-------|----|----|----|----|----|----------|
| REALIZZAZIONE | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.869565 |
| PERM SP | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 0.869565 |
| ACC SP | 0 | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| PERM IMP | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 0.869565 |
| ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| ST | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 1 |
| SA | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| VARTEMPD | 0 | 0 | 0.72 | 1.2 | 0.72 | 1.2 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | | | | | | 0.5 |
| RES. PASSIVE VINC | 0 | 0 | 0.9 | 1.5 | 0.9 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| FR | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| VENTO | 0 | 0 | 0.9 | 0.9 | 1.5 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| SIS SP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |
| SIS SP T | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | | | | | | 0.3 |
| SIS SP V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | -0.30 | -0.30 | -1.00 | | | | | | -0.3 |
| SIS IMP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |
| SIS IMP T | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | | | | | | 0.3 |
| SIS IMP V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | | | | | | -0.3 |
| DS | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |

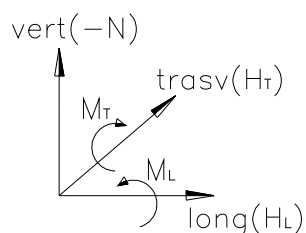
T.1 Combinazioni di carico SLU

| cond/comb | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-------------------|---|---|-----|------|------|---|
| REALIZZAZIONE | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM SP | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACC SP | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM IMP | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| ST | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SA | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| VARTEMPD | 0 | 0 | 0.6 | 1 | 0.6 | 1 |
| RES. PASSIVE VINC | 0 | 0 | 0.6 | 1 | 0.6 | 1 |
| FR | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| VENTO | 0 | 0 | 0.6 | 0.6 | 1 | 1 |

T.2 Combinazioni di carico SLE

Si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico.

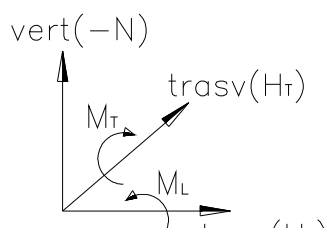
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



| | H _L | H _T | N | M _T (G) | M _L (G) |
|--------------|----------------|----------------|-------|--------------------|--------------------|
| Comb. | [kN] | [kN] | [kN] | [kNxm] | [kNxm] |
| STA SLU 1 | 3105 | 0 | 15281 | 4873 | -1639 |
| STA SLU 2 | 3105 | 0 | 17916 | 10538 | -3906 |
| STA SLU 3 | 3759 | 81 | 20840 | 16460 | -4437 |
| STA SLU 4 | 3596 | 81 | 20409 | 14680 | -4067 |
| STA SLU 5 | 3596 | 135 | 20409 | 14680 | -3465 |
| STA SLU 6 | 3759 | 135 | 20840 | 16460 | -3835 |
| SIS SLU 7 | 4661 | 471 | 13431 | 20021 | 454 |
| SIS SLU 8 | 3008 | 1572 | 13431 | 11469 | 8299 |
| SIS SLU 9 | 3008 | 471 | 13802 | 11465 | 420 |
| SIS SLU 10 | 4661 | 471 | 13159 | 20126 | 484 |
| SIS SLU 11 | 3008 | 1572 | 13159 | 11574 | 8328 |
| SIS SLU 12 | 3008 | 471 | 12897 | 11814 | 518 |

T.1 Combinazioni di carico SLU

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



| | H _L | H _T | N | M _T (G) | M _L (G) |
|--------------|----------------|----------------|-------|--------------------|--------------------|
| Comb. | [kN] | [kN] | [kN] | [kNxm] | [kNxm] |
| STA SLE 1 | 2300 | 0 | 11319 | 3610 | -1214 |
| STA SLE 2 | 2300 | 0 | 13271 | 7806 | -2893 |
| STA SLE 3 | 2784 | 54 | 15437 | 12193 | -3354 |
| STA SLE 4 | 2663 | 54 | 15117 | 10874 | -3079 |
| STA SLE 5 | 2663 | 90 | 15117 | 10874 | -2678 |
| STA SLE 6 | 2784 | 90 | 15437 | 12193 | -2952 |

T.2 Combinazioni di carico SLE

11.6 Rampe laterali – Verifiche

Le verifiche riportate di seguito sono:

- Verifica a ribaltamento allo *SLU* per la combinazione più gravosa;
- Verifiche strutturali di durabilità allo *SLE* per le combinazioni di carico più gravose.
- Verifiche strutturali di resistenza allo *SLU* per le combinazioni di carico più gravose.

In base alle precedenti sollecitazioni si riportano di seguito le verifiche riferite alle condizioni di volta in volta più gravose tra le quattro spalle analizzate; si segnala che le verifiche sono state ovviamente eseguite per tutte le spalle e che le differenze ottenute tra i vari risultati sono modesti.

11.6.1 Verifiche di stabilità – Ribaltamento

Di seguito la verifica a ribaltamento della spalla in esame effettuata per la combinazione più gravosa che risulta essere la combinazione sismica. La verifica è effettuata considerando l'ipotesi di equilibrio limite del corpo spalla assunto come rigido con centro di rotazione posizionato all'estremità inferiore del plinto lato valle.

Considerando la combinazione **EQU** si ottiene:

| cond\comb | EQU |
|----------------|-------|
| REALIZZAZIONE | 0.87 |
| PERM SP | 0.87 |
| ACC SP | 0.00 |
| PERM IMP | 0.87 |
| ACC IMP - Nmax | 0.00 |
| FOLLA | 0.00 |
| ST | 1.00 |
| SA | 0.00 |
| VARTEMPD | 0.50 |
| VARTEMPU | 0.00 |
| FR | 0.00 |
| VENTO | 0.00 |
| SIS SP L | 1.00 |
| SIS SP T | 0.30 |
| SIS SP V | -0.30 |
| SIS IMP L | 1.00 |
| SIS IMP T | 0.30 |
| SIS IMP V | -0.30 |
| DS | 1.00 |

| VERIFICA RIBALTAMENTO | | |
|-----------------------|------------|------|
| M_{ribalt} | M_{stab} | c.s. |
| 30364 | 41299 | 1.36 |

(SpA-sx)

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

11.6.2 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLU

Di seguito si riportata la verifica strutturale della porzione di plinto lato valle ipotizzando il vincolo di incastro perfetto di tale mensola con il filo esterno del muro di testata (lato impalcato); la luce di calcolo assunta per la determinazione delle sollecitazioni di verifica è pertanto pari a $L_{valle} \cong 1.0\text{m}$. Il carico esterno è ipotizzato uniformemente distribuito ed è assunto cautelativamente pari alla massima reazione del terreno (vedere relazione geotecnica) dedotta dalla combinazione di carico più gravosa. Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = r_{\text{terreno}} \times L_{\text{valle}} \cong 870 \text{ kN/m};$$

$$M_{S,d} = r_{\text{terreno}} \times L_{\text{valle}}^2 / 2 \cong 435 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 1.0\text{m} - h \cong 0.90\text{m};$$

$$A_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona tesa}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa}.$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 557 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta}.$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 1245 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85\text{cm}^2/\text{m}$$

$$s = 20\text{cm};$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2430 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$b_w = 100\text{cm};$$

$$- f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 37 / 1.5) \cong 8.7 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

11.6.3 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE

Si riportano di seguito le *verifiche di durabilità* ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$$M_{S,d} = r_{\text{terreno,SLE}} \times L_{\text{valle}}^2 / 2 \cong 260 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m}.$$

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c\text{-max}} \cong -2.9 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s\text{-max}} \cong 190 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c\text{-max}} \cong 1.4 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

La verifica è quindi soddisfatta nei confronti della formazione delle fessure in quanto:

- $\sigma_{c\text{-max}} < f_{ctm} / 1.2 = 2.3$

11.6.4 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte

Di seguito si riportata la verifica strutturale della porzione di plinto lato monte ipotizzando un vincolo di incastro di tale porzione di plinto con il filo interno del muro di testata ovvero il filo muro lato rinterro; la luce di calcolo assunta per la determinazione delle sollecitazioni di verifica è pertanto pari a $L_{monte} = 5.0m$. I carichi esterni, ipotizzati uniformemente distribuiti, sono pari a:

- peso rinterro lato monte e peso plinto (agente verso il basso);
- reazione media del terreno lato monte (agente verso l'alto).

Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte} \cong 830 \text{ kN/m.}$$

$$M_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte}^2 / 2 \cong 2080 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 1.0m - h \cong 0.9m;$$

$$A_s = 1\phi 26/10 + 1\phi 20/20 - \text{armatura zona tesa}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa.}$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 2315 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 1245 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s = 20\text{cm};$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2430 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$b_w = 100\text{cm};$$

$$- f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 37 / 1.5) \cong 8.7 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

11.6.5 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$$M_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte}^2 / 2 \cong 960 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-max} \cong -6.4 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-max} \cong 172 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-max} \cong 4.3 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

Poiché risulta $\sigma_{c-max} > f_{ctm}/1.2=2.3$ viene riportata di seguito la verifica a fessurazione secondo quanto indicato nella circolare (febbraio 2009) al C4.1.2.2.4.6

La verifica di fessurazione si esegue controllando che:

$$w_d < w_2 = 0.3 \text{ (condizioni ordinarie)}$$

si ottiene:

| | | | | | | | | |
|-------|--------------|---------------|---------|------------|--------------|-----------------|-------------|--------|
| $h =$ | 100 | cm | $k_1 =$ | 0.8 | - | $A_{c,eff}$ | 1103 | cm^2 |
| | $d =$ | 93.5 | cm | $k_2 =$ | 0.5 | ρ_{eff} | 0.06238 | - |
| | $E_{cm} =$ | 32588 | MPa | $k_3 =$ | 3.4 | σ_s | 172 | MPa |
| | $E_s =$ | 210000 | MPa | $k_4 =$ | 0.425 | ϵ_{sm} | 0.00064 | - |
| | $\alpha_e =$ | 6.44 | - | | | Δ_{smax} | 207 | mm |
| | $k_t =$ | 0.6 | - | | | w_d | 0.13 | mm |

La verifica risulta soddisfatta

11.6.6 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base

Di seguito si riportano le verifiche strutturali della sezione di base del muro di testata ovvero della sezione di attacco dello stesso con il plinto di fondazione. Le verifiche di resistenza, taglio e pressoflessione semplice, sono eseguite per la condizione di carico più gravosa ovvero nei confronti delle sollecitazioni dedotte dalla combinazione sismica.

$$N_{S,d} \cong -725 \text{ kN/m (compressione);}$$

$$V_{S,d} \cong 500 \text{ kN/m;}$$

$$M_{S,d} \cong 2230 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B\times H = 1.0\times 1.0\text{m} - h \cong 0.9\text{m;}$$

$$A_s = 1\phi 26/10 + 1\phi 26/20 - \text{armatura zona tesa;}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa.}$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 2860 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9\times d\times f_{yd}\times A_{sw}/s\times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)\times \text{sen}\alpha \cong 622 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$- d \cong 90\text{cm} \quad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa;}$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85\text{cm}^2/\text{m} \quad s = 40\text{cm;}$$

$$- \alpha = 90^\circ \quad \theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9\times d\times b_w\times \alpha_c\times f'_{cd}\times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2430 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$- d \cong 90\text{cm} \quad b_w = 100\text{cm;}$$

$$- f'_{cd} = 0.5\times (0.85\times 0.83\times 37/1.5) \cong 8.7 \text{ MPa} \quad \alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ \quad \theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

11.6.7 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$N_{S,d} \cong -970$ kN/m – sollecitazione assiale (compressione);

$M_{S,d} \cong 1040$ kN×di di m/m – sollecitazione flettente.

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-max} \cong -7.2$ MPa $< 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-max} \cong 110$ MPa $< 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermanente reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-max} \cong 3.6$ MPa – massima tensione di trazione nel cls.

Poiché risulta $\sigma_{c-max} > f_{ctm}/1.2=2.3$ viene riportata di seguito la verifica a fessurazione secondo quanto indicato nella circolare (febbraio 2009) al C4.1.2.2.4.6

La verifica di fessurazione si esegue controllando che:

$$w_d < w_l = 0.2 \text{ (condizioni aggressive)}$$

si ottiene:

| | | | | | | | | |
|-------------|---------------|-----|--------|--------------|---|--------------------|----------------|--------|
| $h=$ | 100 | cm | $k_1=$ | 0.8 | - | $A_{c,eff}$ | 1544.96 | cm^2 |
| $d=$ | 93.5 | cm | $k_2=$ | 0.5 | - | ρ_{eff} | 0.05155 | - |
| $E_{cm}=$ | 33643 | MPa | $k_3=$ | 3.4 | - | σ_s | 110 | MPa |
| $E_s=$ | 210000 | MPa | $k_4=$ | 0.425 | - | ε_{sm} | 0.00031 | - |
| $\alpha_e=$ | 6.24 | - | | | | Δ_{smax} | 222 | mm |
| $k_t=$ | 0.6 | - | | | | w_d | 0.07 | mm |

La verifica risulta soddisfatta

11.6.8 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLU

Di seguito il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche del muro paraghiaia effettuate considerando una striscia di muro di profondità unitari. Le sollecitazioni sono desunte considerando cautelativamente un modello locale di mensola verticale con vincolo di incastro nella sezione di base ovvero in corrispondenza del muro di testata; l'altezza media di calcolo è assunta pari a 1.2 m.

La condizione di carico dimensionante risulta essere la condizione di carico statica comprensiva delle seguenti azioni:

- *Carichi permanenti* (peso proprio)

$$N_{pp} = -(0.25 \times 1.2 \times 25) = -7.5 \text{ kN/m};$$

- *Spinta delle terre* (cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo)

$$S_t = 1/2 \times 18 \times 0.426 \times 1.2^2 \cong 5.5 \text{ kN/m};$$

$$M_t = S_t \times 1.2/3 \cong 2.2 \text{ kN}\times\text{m/m};$$

- *Sovraccarico a tergo spalla* \Rightarrow assente;

- *Azione orizzontale di frenatura agente in testa al paraghiaia diffusa considerando una ripartizione a 45° (non si considerano ulteriori forze di frenatura);*

$$F_{fren} = 0.6 \times 300 / B_{diff} = 180 / (1.6 + 2.0 + 1.6) \cong 34.6 \text{ kN/m};$$

$$M_{fren} = F_{fren} \times 1.2 \cong 42 \text{ kN}\times\text{m/m};$$

- *Azione verticale concomitante all'azione di frenatura;*

$$N_Q = -300 / (1.6 + 2.0 + 1.6) \cong -57.7 \text{ kN/m}.$$

Le sollecitazioni di verifica allo *SLU* sono pertanto pari a:

$$N_{Sd} = -(7.5 \times 1.35) - (57.7 \times 1.35) \cong -88 \text{ kN/m} - \text{sollecitazione assiale (compressione)};$$

$$H_{Sd} = (5.5 \times 1.35) + (34.6 \times 1.35) \cong 55 \text{ kN/m} - \text{sollecitazione di taglio};$$

$$M_{Sd} = (2.2 \times 1.35) + (42 \times 1.35) \cong 60 \text{ kN}\times\text{m/m} - \text{sollecitazione flettente}.$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 0.25 \text{ m} - h \cong 0.2 \text{ m};$$

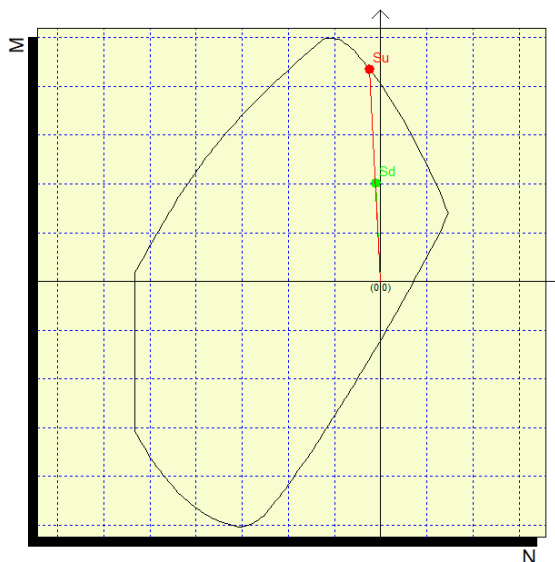
$$A_s = 1\phi 16/10 + 1\phi 12/20 - \text{armatura zona tesa};$$

$$A'_s = 1\phi 12/20 - \text{armatura zona compressa}.$$

Si riporta di seguito la verifica a presso-flessione della sezione di base eseguita confrontando il minimo valore del momento resistente ultimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle+*, con il momento sollecitante ultimo.

$$M_{R,d} = 186 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

(controllo momento resistente si trascura l'effetto positivo dello sforzo assiale $\Rightarrow M=0.9\times 20\times 25.8\times 3913/10000 \cong 180 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m}$)



F 17. Dominio di interazione N-M

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9\times d\times f_{yd}\times A_{sw}/s\times (\text{ctg}\alpha+\text{ctg}\theta)\times \text{sen}\alpha \cong 69 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

- $d \cong 20\text{cm}$ $f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$
- $A_{sw} \cong 0.785/0.4 \cong 1.963\text{cm}^2/\text{m}$ $s = 20\text{cm};$
- $\alpha = 90^\circ$ $\theta = 45^\circ$ (ctg $\theta=1$ - valore cautelativo).

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9\times d\times b_w\times \alpha_c\times f'_{cd}\times (\text{ctg}\alpha+\text{ctg}\theta)/(1+\text{ctg}^2\theta) \cong 583 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

- $d \cong 20\text{cm}$ $b_w = 100\text{cm};$
- $f'_{cd} = 0.5\times (0.85\times 0.83\times 40/1.5) \cong 9.4 \text{ MPa}$ $\alpha_c \cong 1.0$ (ipotesi cautelativa);
- $\alpha = 90^\circ$ $\theta = 21.8^\circ$ (ctg $\theta=2.5$ - valore cautelativo).

11.6.9 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$N_{Sd} \cong -65 \text{ kN/m}$ – sollecitazione assiale (compressione);

$M_{Sd} \cong 45 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – sollecitazione flettente.

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-max} \cong -5.2 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-max} \cong 85 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-max} \cong 4.2 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

Poiché risulta $\sigma_{c-max} > f_{ctm}/1.2=2.58$ viene riportata di seguito la verifica a fessurazione secondo quanto indicato nella circolare (febbraio 2009) al C4.1.2.2.4.6.

La verifica di fessurazione si esegue controllando che:

$$w_d < w_1 = 0.2 \text{ (condizioni aggressive)}$$

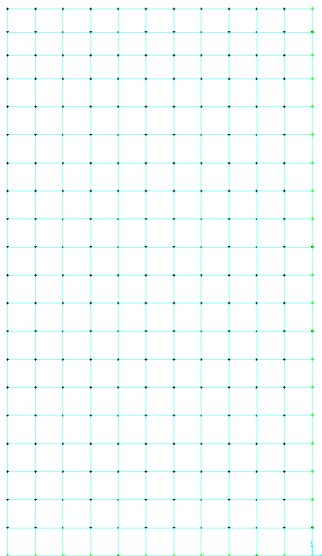
si ottiene:

| | | | | | | | | |
|--------------|---------------|-----|---------|--------------|---|-----------------|-------------|--------|
| $h =$ | 25 | cm | $k_1 =$ | 0.8 | - | $A_{c,eff}$ | 500 | cm^2 |
| $d =$ | 21 | cm | $k_2 =$ | 0.5 | - | ρ_{eff} | 0.011 | - |
| $E_{cm} =$ | 33643 | MPa | $k_3 =$ | 3.4 | - | σ_s | 85 | MPa |
| $E_s =$ | 210000 | MPa | $k_4 =$ | 0.425 | - | ϵ_{sm} | 0.00024 | - |
| $\alpha_e =$ | 6.24 | - | | | | Δ_{smax} | 377 | mm |
| $k_t =$ | 0.6 | - | | | | w_d | 0.09 | mm |

La verifica risulta soddisfatta

11.6.10 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLU

Di seguito il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche dei muri di risvolto effettuate considerando un modello locale di piastra incastrata nella sezione di base (estradosso plinto), incastrata in corrispondenza del muro di testata e incernierata in corrispondenza del muro paraghiaia; l'altezza di calcolo considerata è pari a 9.40m misurata a partire da estradosso plinto fino a testa muro. Per il calcolo delle sollecitazioni s'implementa un apposito modello locale agli elementi finiti, con l'ausilio del programma di calcolo *SAP2000*, utilizzando elementi bidimensionali a tre-quattro nodi con funzioni di forma lineari; nel calcolo delle sollecitazioni si tiene conto dell'effetto deformativo del taglio. Di seguito alcune immagini del modello di calcolo.



F 18. Modello di calcolo (sezione $sp=90\text{cm}$)

La condizione di carico dimensionante risulta essere la condizione di carico statica comprensiva delle seguenti azioni:

- *Peso proprio parete* \Rightarrow spessore parete (90)cm;

$$p_{p-90} = s \times \gamma_{cls} = (0.9 \times 25) = 22.5 \text{ kPa};$$

- *Spinta statica delle terre* \Rightarrow cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo. La spinta triangolare avrà intensità massima ad estradosso plinto, $H_{\text{muro}}=9.40\text{m}$, di valore pari a:

$$s_t = \gamma_{\text{rint}} \times k_0 \times H = 18 \times 0.426 \times 9.4 \cong 72 \text{ kPa};$$

- *Spinta statica dovuta al sovraccarico $q=10 \text{ kPa}$* \Rightarrow cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo. La spinta uniforme avrà intensità massima ad estradosso plinto, $H_{\text{muro}}=9.40\text{m}$, di valore pari a:

$$s_t = \gamma_q \times k_0 \times H = 10 \times 0.426 \times 9.4 \cong 40 \text{ kPa};$$

In condizioni sismiche si sono inoltre considerate le seguenti azioni:

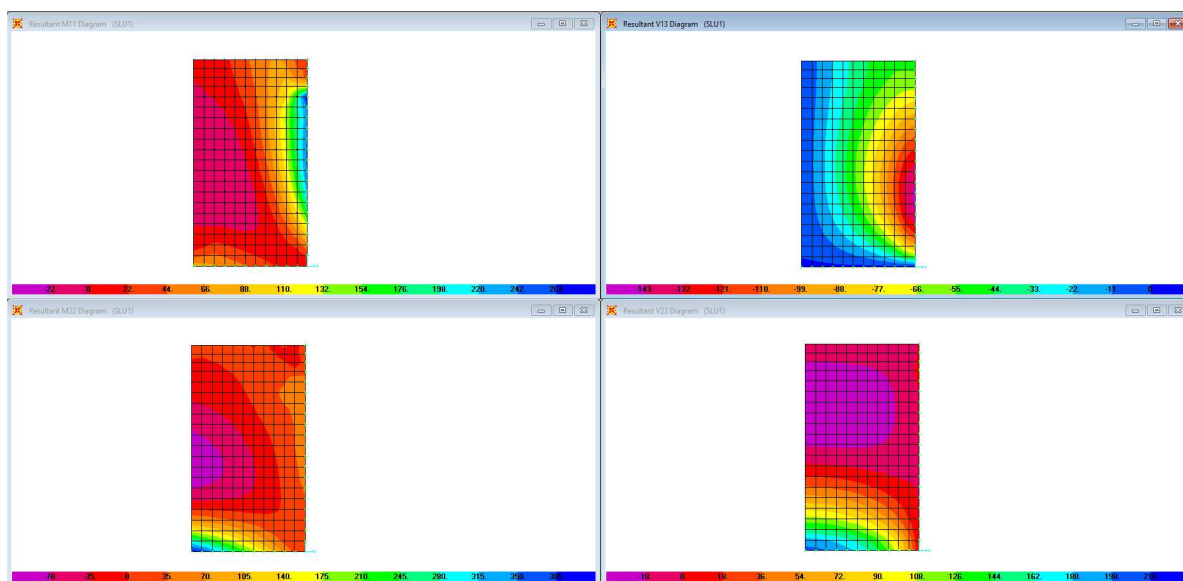
- *Inerzia parete* \Rightarrow si considera l'inerzia della parete come un carico di superficie uniformemente distribuito. L'intensità di tale carico è pari a:

$$f_{\text{inrz-par}} = (a_g/g) \times s_{\text{parete}} \times \gamma_{\text{cls}} = 0.08 \times 0.9 \times 25 \cong 1.8 \text{ kPa};$$

- *Inerzia rinterro* \Rightarrow si considera, in assoluto favore di sicurezza, la spinta generata dall'inerzia del rinterro compreso tra i muri di risvolto come un carico di superficie uniformemente distribuito. L'intensità di tale carico è pari a:

$$f_{\text{inrz-rint}} = (a_g/g) \times L_{\text{rint}} \times \gamma_{\text{rint}} = 0.08 \times 6.9 \times 18 \cong 10 \text{ kPa}.$$

Di seguito le mappature cromatiche delle sollecitazioni flettenti e taglianti nei due piani di armatura ($M_{11} \Rightarrow$ momento flettente che tende/comprime le fibre orizzontali / $V_{13} \Rightarrow$ taglio nel piano orizzontale / $M_{22} \Rightarrow$ momento flettente che tende/comprime le fibre verticali / $V_{23} \Rightarrow$ taglio nel piano verticale) immagini del modello di calcolo.



F 19. Sollecitazioni flettenti e taglianti (M_{11} - V_{13} figure superiori / M_{22} - V_{23} figure inferiori)

Le sollecitazioni di verifica allo *SLU* (si trascura cautelativamente il modesto valore dello sforzo assiale verticale di compressione) sono riassunte di seguito.

Parete spessore 90cm

$V_{Hd} \cong 140$ kN/m – Taglio orizzontale $M_{S-Hd} \cong 250$ kN×m/m – Momento orizzontale.

$V_{Vd} \cong 190$ kN/m – Taglio verticale $M_{S-Vd} \cong 350$ kN×m/m – Momento verticale.

I dati relativi all'armatura di progetto (copriferro medio $\cong 7$ cm – valore cautelativo valido sia per l'armatura verticale/orizzontale) sono riassunti di seguito.

$A_{sh} = 1\phi 24/20$ – armatura orizzontale tesa $A'_{sh} = 1\phi 16/20$ – armatura orizzontale compressa;

$A_{sv} = 1\phi 24/20$ – armatura verticale tesa $A'_{sv} = 1\phi 16/20$ – armatura verticale compressa;

Si riportano di seguito le verifiche a flessione semplice delle sezioni maggiormente sollecitate eseguite confrontando i minimi valori dei momenti resistenti ultimi, determinati con il programma di calcolo *PresFle+*, con i momenti sollecitanti ultimi.

$M_{R-H,d} \cong M_{R-Vd} \cong 700$ kN×m/m $> M_{S-V,d}$ – Verifica a flessione verticale soddisfatta;

(controllo momento resistente si trascura l'effetto positivo dello sforzo assiale $\Rightarrow M \cong 0.9 \times 83 \times 22.6 \times 3913 / 10000 \cong 665$ kN×m/m)

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio ($\phi 16/40 \times 40$). La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

- $V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 245$ kN $> V_{S,d}$ – Verifica soddisfatta;

con

- $d \cong 83$ cm $f_{yd} \cong 391.3$ MPa;

- $A_{sw} \cong 2.01/0.4 \cong 5.025$ cm²/m $s = 40$ cm;

- $\alpha = 90^\circ$ $\theta = 45^\circ$ (ctg $\theta=1$ - valore cautelativo).

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

- $V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2421$ kN $> V_{S,d}$ – Verifica soddisfatta;

con

- $d \cong 83$ cm $b_w = 100$ cm;

- $f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 40 / 1.5) \cong 9.4$ MPa $\alpha_c \cong 1.0$ (ipotesi cautelativa);

- $\alpha = 90^\circ$ $\theta = 21.8^\circ$ (ctg $\theta=2.5$ - valore cautelativo).

11.6.11 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE

Si riportano di seguito le *verifiche di durabilità* ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

Parete spessore 90cm

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$M_{S-Vd} \cong 200 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento verticale.

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-\max} \cong -2.4 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-\max} \cong 115 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione interante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

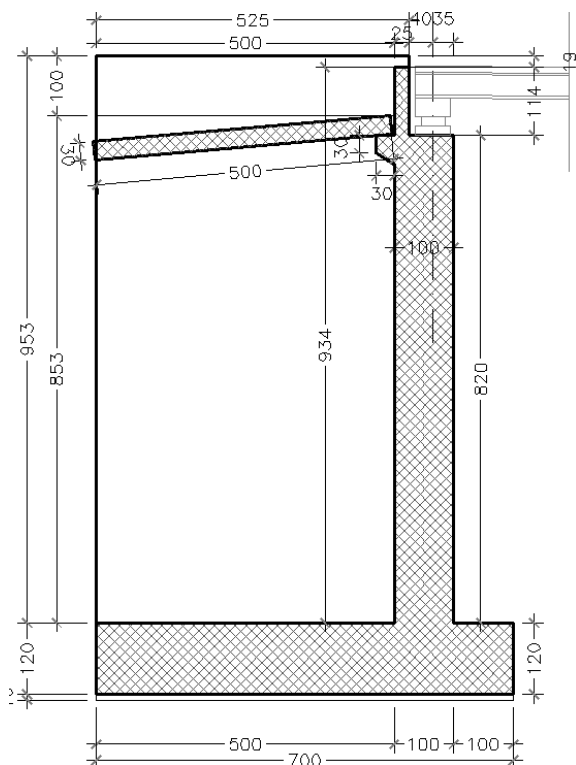
- $\sigma_{c-\max} \cong 1.3 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

La verifica è quindi soddisfatta nei confronti della formazione delle fessure in quanto:

- $\sigma_{c-\max} < f_{ctm}/1.2=2.58$

11.6.12 Verifiche strutturali – Soletta di transizione SLU

Di seguito si riportano le verifiche strutturali della soletta di transizione. Le verifiche di resistenza, taglio e presso-flessione semplice, sono eseguite per la condizione di carico più gravosa ovvero nei confronti delle sollecitazioni dedotte dalla combinazione statica ipotizzando uno schema di trave appoggiata.



Peso proprio e carichi permanenti: $p.p. = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ kPa}$

$$P_{\text{terreno}} = 18 \times 1.2 = 21.6 \text{ kPa}$$

Carichi accidentali: $Q = 20 \text{ kPa}$

$$V_{S,d} = [(7.5 + 21.6 + 20) \times 5/2] \times 1.35 \cong 165 \text{ kN/m} - \text{sollecitazione di taglio};$$

$$M_{S,d} \cong [(7.5 + 21.6 + 20) \times 5^2/8] \times 1.35 \cong 210 \text{ kNm/m} - \text{sollecitazione flettente}.$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 0.3 \text{ m} - h \cong 0.295 \text{ m};$$

$A_s = 1 \phi 22/10$ – armatura zona tesa;

$A'_s = 1 \phi 12/20$ – armatura zona compressa. (si utilizza lo stesso quantitativo in direzione trasversale)

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 330 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 295 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$- d \cong 295 \text{ mm} \qquad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa;}$$

$$- A_{sw} \cong 1.13 / 0.2 \cong 7.85 \text{ cm}^2/\text{m} \qquad s = 20 \text{ cm;}$$

$$- \alpha = 90^\circ \qquad \theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 830 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

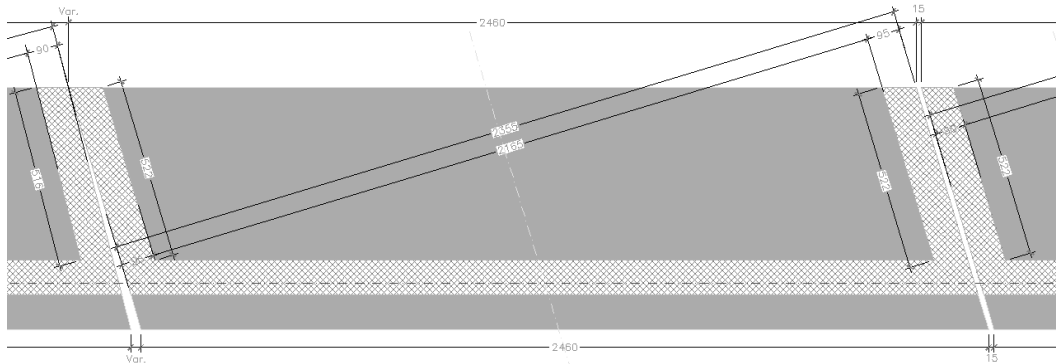
$$- d \cong 295 \text{ mm} \qquad b_w = 100 \text{ cm;}$$

$$- f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 35 / 1.5) \cong 8.23 \text{ MPa} \qquad \alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

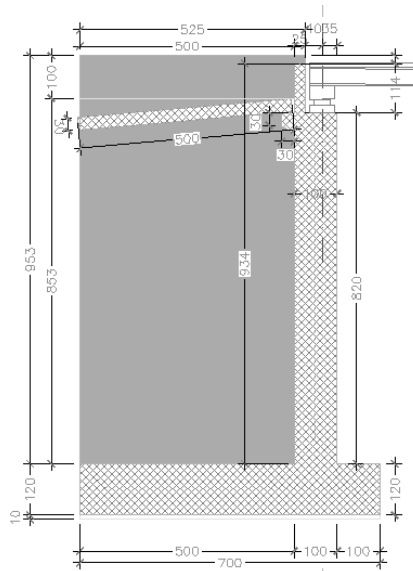
$$- \alpha = 90^\circ \qquad \theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

11.7 Opera centrale – Spalla “SpA”

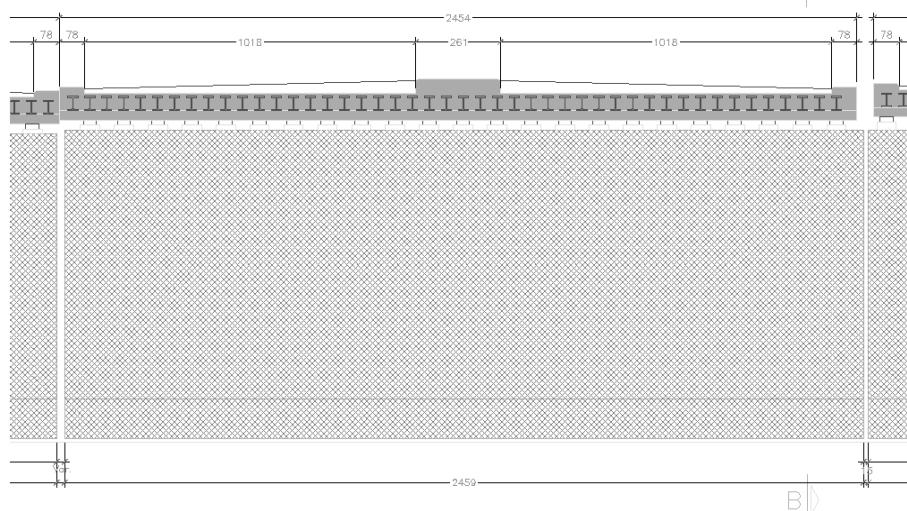
La geometria della sottostruttura spalla dell’opera centrale analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 20. Opera centrale – Pianta spalla SpA



F 21. Opera centrale – Sezione trasversale spalla SpA



F 22. Opera centrale – Prospetto spalla SpA

11.7.1 Analisi dei carichi

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati nelle figure precedenti (vedere § 11.1). Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE

AZIONI VERTICALI

| | | |
|-------------------------------|----------------------|---|
| q | 20 kN/m ² | (carico accidentale) |
| γ _{is} | 25 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato) |
| γ _{is,magro} | 24 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro) |
| γ _{terreno rinterro} | 18 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del terreno di rinterro) |

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

| | d _y [m] | d _x [m] | d _z [m] | N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|-----------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------|-------------|------------------------------|--------------------|---------------|------------------------------|
| muro di testata | 8.20 | 1.00 | 24.73 | 5069.7 | 1.50 | 7604.5 | 5.10 | 0.58 | 2940.40 |
| muro paraghiaia | 1.30 | 0.25 | 24.73 | 200.9 | 1.88 | 377.8 | 9.85 | 0.51 | 102.47 |
| muro risolto 1 (dx) | 9.90 | 5.00 | 1.00 | 1237.5 | 4.50 | 5568.8 | 5.95 | 11.55 | 14293.13 |
| muro risolto 2 (sx) | 9.90 | 5.00 | 1.00 | 1237.5 | 4.50 | 5568.8 | 5.95 | -12.11 | -14986.13 |
| Σ | | | | 7745.6 | | 19119.7 | | | 2349.9 |
| rinterro | 9.50 | 5.00 | 22.68 | 19387.1 | 4.50 | 87242.1 | 5.95 | -0.29 | -5622.27 |
| plinto di fondazione | 1.00 | 7.00 | 24.69 | 4320.8 | 3.50 | 15122.6 | 0.50 | 0.00 | 0.00 |
| Σ | 9.50 | | | 23707.9 | | 102364.7 | | | -5622.3 |
| Σ_{PERM SP} | 10.50 | | | 31453.5 | 3.86 | 121484.4 | | -0.10 | -3272.4 |

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

| d _y [m] | d _x [m] | d _z [m] | N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------|-------------|------------------------------|--------------------|--------------|------------------------------|
| 0.00 | 5.25 | 24.73 | 2596.7 | 4.50 | 11684.9 | 10.50 | -0.29 | -753.03 |

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

| N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|---------------|-------------|------------------------------|--------------------|-------------|------------------------------|
| 3926 | 1.35 | 5299.5 | 9.15 | 0.58 | 2276.83 |
| 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| 3925.6 | | 5299.5 | | | 2276.8 |

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

| | | | | | |
|---------------|-------------|---------------|-------------|-------------|---------------|
| 1627 | 1.35 | 2196.6 | 9.15 | 0.58 | 943.74 |
| 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| 1627.1 | | 2196.6 | | | 943.7 |

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

| | | | | | |
|---------------|-------------|---------------|-------------|-------------|----------------|
| 1741 | 1.35 | 2349.7 | 9.15 | 0.58 | 1009.49 |
| 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| 1740.5 | | 2349.7 | | | 1009.5 |

AZIONI ORIZZONTALI

- *valutazione della spinta del terreno*

| | | | |
|-------------------------|----------------------|------|--|
| $\gamma =$ | 18 kN/m ³ | | (peso dell'unità di volume del terreno) |
| $\phi =$ | 35.0 | 0.61 | (angolo d'attrito del terreno di riempimento) |
| $i =$ | 0 | 0.00 | (inclinazione del terreno a monte, pos in salita) |
| $\beta =$ | 0 | 0.00 | (inclinazione del muro, pos se verso monte) |
| $\alpha = 90 - \beta =$ | 90 | 1.57 | (90 - β) |
| $\delta =$ | 0 | 0.00 | (angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno) |
| $k_a =$ | 0.271 | - | (coefficiente di spinta a riposo) |
| $L_1 =$ | 24.69 | m | (lunghezza del cuneo di spinta inferiore) |
| $L_2 =$ | 24.73 | m | (lunghezza del cuneo di spinta superiore) |
| $h_1 =$ | 1.00 | m | (altezza del plinto) |
| $h_2 =$ | 9.50 | m | (altezza del muro di testata + trave paraghiaia) |
| $S_{a,1,1a} =$ | 60.2 | kN | (spinta del terreno cuneo inferiore) |
| $S_{a,1,1b} =$ | 1144.1 | kN | (spinta del terreno cuneo inferiore) |
| $S_{a,1,2} =$ | 5443.4 | kN | (spinta del terreno cuneo superiore) |
| $d_{y1a} =$ | 0.3 | m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $d_{y1b} =$ | 0.50 | m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $d_{y2} =$ | 4.2 | m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $S_{a,q1} =$ | 133.8 | kN | (spinta sul plinto dovuta al sovraccarico) |
| $S_{a,q2} =$ | 1273.3 | kN | (spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico) |
| $d_{yq1} =$ | 0.5 | m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $d_{yq2} =$ | 5.8 | m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |

| | H_L [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(G)$ [kNm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNm] |
|--------------------------------|---------------|-----------|----------------------------|----------------------|-------------------|
| - Spinta del terreno (ST) | 6647.7 | | 23272.8 | - | |
| - Spinta del sovraccarico (SA) | 1407.1 | | 7388.4 | - | |

- *Azione di frenamento (FR)*

| | $H_L <->$ [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(G)$ [kNm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNm] |
|--|-------------------|-----------|----------------------------|----------------------|-------------------|
| | 409 | | 3738.7 | 9.15 | |
| | 0.0 | | 0.0 | 0.00 | |
| | 408.6 | | 3738.7 | | |

- *Resistenze passive dei vincoli (RP)*

| | $H_L <->$ [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(G)$ [kNm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNm] |
|--|-------------------|-----------|----------------------------|----------------------|-------------------|
| | 444 | | 4064.6 | 9.15 | |
| | 0.0 | | 0.0 | 0.00 | |
| | 444.2 | | 4064.6 | | |

- *Azione dovuta al vento (VENTO)*

| | $H_T <->$ [kN] | | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G) <->$ [kNm] |
|--|-------------------|--|----------------------|-----------------------|
| | 90 | | 11.15 | 1003.5 |
| | 0.0 | | 0.00 | 0.0 |
| | 90.0 | | | 1003.5 |

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

- valutazione dell'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

| | | | | | |
|----------------------|---------------|----|---|-------|------|
| $a_g/g =$ | 0.080 | - | (PGA) | | |
| $S = S_S \times S_T$ | 1.20 | - | | | |
| $S_{ve\ spalla} =$ | 0.04 | | (spettro di risposta elastico della componente verticale) | | |
| $L_1 =$ | 24.7 | m | (lunghezza del cuneo di spinta inferiore) | | |
| $L_2 =$ | 24.73 | m | (lunghezza del cuneo di spinta superiore) | | |
| $h_1 =$ | 1 | m | (altezza del plinto) | | |
| $h_2 =$ | 9.5 | m | (altezza del muro di testata + trave paraghiaia) | | |
| $\Delta P_{d,1} =$ | 667.1 | kN | (Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood) | | |
| $\Delta P_{d,2} =$ | 3015.2 | kN | (Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood) | 10331 | 3684 |
| | | | | 3682 | |

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)

| $H_L <->$ | $y(A) = y(G)$ | $M_T(A) = M_T(G)$ | $M_L(G)$ |
|----------------|---------------|-------------------|----------|
| [kN] | [m] | [kNxm] | [kNxm] |
| 3682.26 | 5.3 | 19331.9 | |

- Sisma spalla long. e trasv. (SIS SP L e T)

| | N | $H_T = H_L$ | $y(A) = y(G)$ | $M_T(A) = M_L(A)$ |
|----------------------------|----------------|---------------|---------------|-------------------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] |
| muro di testata | 5069.7 | 486.7 | 5.10 | 2482.10 |
| baggioli | 0.0 | 0.0 | 9.15 | 0.00 |
| muro paraghiaia | 200.9 | 19.3 | 9.85 | 190.00 |
| ringrosso paraghiaia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| muro risolto 1 (dx) | 1237.5 | 118.8 | 5.95 | 706.86 |
| muro risolto 2 (sx) | 1237.5 | 118.8 | 5.95 | 706.86 |
| orecchia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| mensola posteriore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| rinterro | 19387.1 | 1861.2 | 5.95 | 11073.9 |
| plinto di fondazione | 4320.8 | 414.8 | 0.50 | 207.4 |
| - | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.0 |
| Σ | 31453.5 | 3019.5 | | 15367.1 |

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

| | W | N +/- | x(A) | $M_T(A) <->$ | z(A) | $M_L(A) <->$ |
|----------------------------|----------------|---------------|------|---------------|--------|---------------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| muro di testata | 5069.7 | 202.8 | 1.50 | 304.18 | 0.58 | 117.62 |
| baggioli | 0.0 | 0.0 | 1.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| muro paraghiaia | 200.9 | 8.0 | 1.88 | 15.11 | 0.51 | 4.10 |
| ringrosso paraghiaia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| muro risolto 1 (dx) | 1237.5 | 49.5 | 4.50 | 222.75 | 11.55 | 571.73 |
| muro risolto 2 (sx) | 1237.5 | 49.5 | 4.50 | 222.75 | -12.11 | -599.45 |
| orecchia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| mensola posteriore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| rinterro | 19387.1 | 775.5 | 4.50 | 3489.7 | -0.29 | -224.89 |
| plinto di fondazione | 4320.8 | 172.8 | 3.50 | 604.9 | 0.00 | 0.00 |
| - | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| Σ | 31453.5 | 1258.1 | | 4859.4 | | -130.9 |

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

| | $H_L <->$ | N +/- | x(A) | $M_T(G) <->$ | $y(A) = y(G)$ | $M_L(G)$ |
|-------------|---------------|-------|------|----------------|---------------|----------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| Sisma long. | 2745 | | | 25116.8 | 9.15 | |
| | 0.0 | | | 0.0 | 0.00 | |
| | 2745.0 | | | 25116.8 | | |

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

| | $H_T <->$ | $y(A) = y(G)$ | $M_L(G) <->$ |
|--------------|---------------|---------------|----------------|
| | [kN] | [m] | [kNxm] |
| Sisma trasv. | 1373 | 10.11 | 16072.0 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 |
| | 1372.5 | | 16072.0 |

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

| | $H_L <->$ | N +/- | x(A) | M(A) <-> | z(A) | $M_L(A)$ |
|--|-----------|------------|-------------|--------------|-------------|----------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| | | 222 | 1.35 | 299.8 | 0.00 | 0.00 |

11.7.2 Condizioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono riportati valori dei carichi valutati precedentemente. I valori dei momenti flettenti sono riferiti al baricentro G della fondazione.

Condizioni di carico

| condizioni di carico | $H_L \rightarrow (+)$ [kN] | H_T [kN] | N [kN] | $M_T(A)$ [kNxm] | $M_L(A)$ [kNxm] | $L(A)=M_T(A)/N$ [m] | $e_x(G)=d_x(A)-e_L(A)$ [m] | $M_{T,G}$ [kNxm] | $e_T(A)=M_L(A)/N$ [m] | $e_z(G)$ [m] | $M_{L,G}$ [kNxm] |
|------------------------|-------------------------------|---------------|-----------|--------------------|--------------------|------------------------|-------------------------------|---------------------|--------------------------|-----------------|---------------------|
| 0 REALIZZAZIONE | | | 3926 | 5300 | 2277 | 1.35 | 2.15 | 8440 | 0.58 | 0.58 | 2277 |
| 1 PERM SP | | | 31453 | 121484 | -3272 | 3.86 | -0.36 | -11397 | -0.10 | -0.10 | -3272 |
| 2 ACC SP | | | 2597 | 11685 | -753 | 4.50 | -1.00 | -2597 | -0.29 | -0.29 | -753 |
| 3 PERM IMP | | | 1627 | 2197 | 944 | 1.35 | 2.15 | 3498 | 0.58 | 0.58 | 944 |
| 4 ACC IMP - Nmax | | | 1741 | 2350 | 1009 | 1.35 | 2.15 | 3742 | 0.58 | 0.58 | 1009 |
| 5 FOLLA | | | 0 | 0 | 0 | | | | 0.00 | 0.00 | 0 |
| 6 ST | 6648 | | | | | | | 23273 | | | 0 |
| 7 SA | 1407 | | | | | | | 7388 | | | 0 |
| 8 VARTEMPD | | | 0 | 0 | 0 | | | 0 | | | 0 |
| 9 RES. PASSIVE VINCOLI | 444 | 0 | 0 | 4065 | 0 | | | 4065 | | | 0 |
| 10 FR | 409 | 0 | 0 | 3739 | 0 | 0 | | 3739 | | | 0 |
| 11 VENTO | | 90 | | | | | | | | | 1004 |
| 12 SIS SP L | 3020 | | | | | | | 15367 | | | 0 |
| 13 SIS SP T | | 3020 | | | | | | | | | 15367 |
| 14 SIS SP V | | | 1258 | 4859 | -131 | 3.86 | -0.36 | -456 | -0.10 | -0.10 | -131 |
| 15 SIS IMP L | 2745 | | | | | | | 25117 | | | 0 |
| 16 SIS IMP T | | 1373 | | | | | | | | | 16072 |
| 17 SIS IMP V | | | 222 | 300 | 0 | 1.35 | 2.15 | 478 | 0.00 | 0.00 | 0 |
| 18 DS | 3682 | | | | | | | 19332 | | | 0 |

T.1 Carichi dovuti alle condizioni elementari

| | H_L [kN] | H_T [kN] | N [kN] | $M_T(G)$ [kNxm] | $M_L(G)$ [kNxm] | |
|------------------------|---------------|---------------|-----------|--------------------|--------------------|-------|
| 0 REALIZZAZIONE | 0 | 0 | 3926 | 8440 | 2277 | |
| 1 PERM SP | 0 | 0 | 31453 | -11397 | -3272 | |
| 2 ACC SP | 0 | 0 | 2597 | -2597 | -753 | |
| 3 PERM IMP | 0 | 0 | 1627 | 3498 | 944 | |
| 4 ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1741 | 3742 | 1009 | |
| 5 FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 6 ST | 6648 | 0 | 0 | 23273 | 0 | |
| 7 SA | 1407 | 0 | 0 | 7388 | 0 | |
| 8 VARTEMPD | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (+/-) |
| 9 RES. PASSIVE VINCOLI | 444 | 0 | 0 | 4065 | 0 | (+/-) |
| 10 FR | 409 | 0 | 0 | 3739 | 0 | (+/-) |
| 11 VENTO | 0 | 90 | 0 | 0 | 1004 | (+/-) |
| 12 SIS SP L | 3020 | 0 | 0 | 15367 | 0 | (+/-) |
| 13 SIS SP T | 0 | 3020 | 0 | 0 | 15367 | (+/-) |
| 14 SIS SP V | 0 | 0 | 1258 | -456 | -131 | (+/-) |
| 15 SIS IMP L | 2745 | 0 | 0 | 25117 | 0 | (+/-) |
| 16 SIS IMP T | 0 | 1373 | 0 | 0 | 16072 | (+/-) |
| 17 SIS IMP V | 0 | 0 | 222 | 478 | 0 | (+/-) |
| 18 DS | 3682 | 0 | 0 | 19332 | 0 | (+) |

T.2 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.7.3 Combinazioni di carico

Si riportano i coefficienti moltiplicati dei carichi elementari per le combinazioni allo stato limite ultimo, le combinazioni sismiche e le combinazioni allo stato limite di esercizio per le verifiche strutturali e geotecniche.

| cond/comb | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | EQU |
|-------------------|------|------|------|-------|-------|------|------|------|------|-------|-------|-------|----|----|----|----|----|----------|
| REALIZZAZIONE | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.869565 |
| PERM SP | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 0.869565 |
| ACC SP | 0 | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| PERM IMP | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 0.869565 |
| ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| ST | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 1 |
| SA | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| VARTEMPD | 0 | 0 | 0.72 | 1.2 | 0.72 | 1.2 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | | | | | | 0.5 |
| RES. PASSIVE VINC | 0 | 0 | 0.9 | 1.5 | 0.9 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| FR | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| VENTO | 0 | 0 | 0.9 | 0.9 | 1.5 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| SIS SP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |
| SIS SP T | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | | | | | | 0.3 |
| SIS SP V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | -0.30 | -0.30 | -1.00 | | | | | | -0.3 |
| SIS IMP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |
| SIS IMP T | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | | | | | | 0.3 |
| SIS IMP V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | | | | | | -0.3 |
| DS | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |

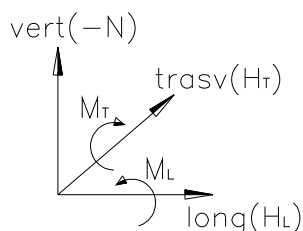
T.1 Combinazioni di carico SLU

| cond/comb | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-------------------|---|---|-----|------|------|---|
| REALIZZAZIONE | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM SP | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACC SP | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM IMP | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| ST | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SA | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| VARTEMPD | 0 | 0 | 0.6 | 1 | 0.6 | 1 |
| RES. PASSIVE VINC | 0 | 0 | 0.6 | 1 | 0.6 | 1 |
| FR | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| VENTO | 0 | 0 | 0.6 | 0.6 | 1 | 1 |

T.2 Combinazioni di carico SLE

Si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico.

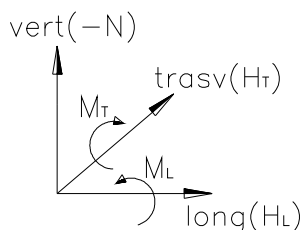
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



| | H _L | H _T | N | M _T (G) | M _L (G) |
|--------------|----------------|----------------|-------|--------------------|--------------------|
| Comb. | [kN] | [kN] | [kN] | [kNxm] | [kNxm] |
| STA SLU 1 | 8974 | 0 | 42462 | 16032 | -4418 |
| STA SLU 2 | 8974 | 0 | 49958 | 32149 | -70 |
| STA SLU 3 | 11825 | 81 | 55813 | 52375 | 1179 |
| STA SLU 4 | 11479 | 81 | 55226 | 49795 | 839 |
| STA SLU 5 | 11213 | 135 | 55226 | 47356 | 1441 |
| STA SLU 6 | 12092 | 135 | 55813 | 54813 | 1782 |
| SIS SLU 7 | 16094 | 1318 | 37450 | 83636 | 9341 |
| SIS SLU 8 | 9482 | 4392 | 37450 | 41765 | 31348 |
| SIS SLU 9 | 9482 | 1318 | 38486 | 41780 | 9249 |
| SIS SLU 10 | 16094 | 1318 | 36695 | 83910 | 9419 |
| SIS SLU 11 | 9482 | 4392 | 36695 | 42039 | 31427 |
| SIS SLU 12 | 9482 | 1318 | 35970 | 42692 | 9511 |

T.1 Combinazioni di carico **SLU**

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE

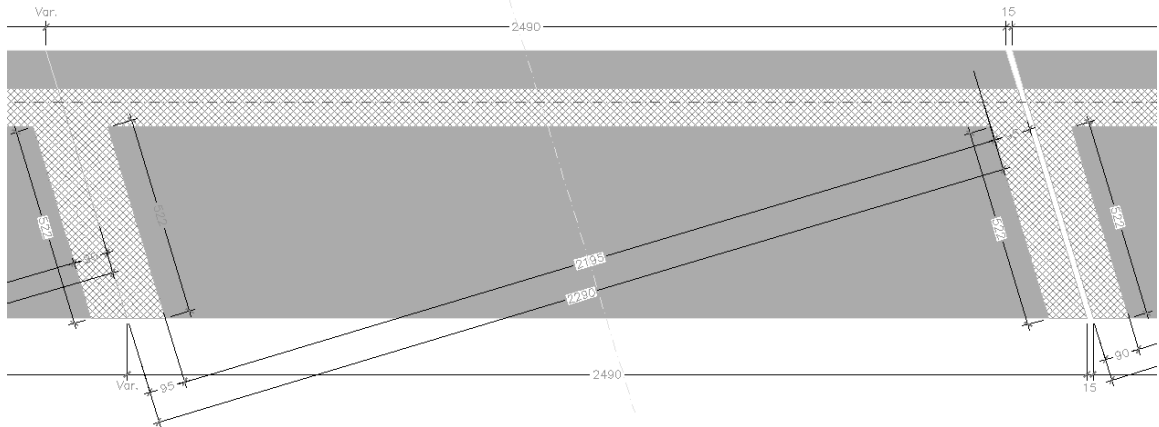


| | H _L | H _T | N | M _T (G) | M _L (G) |
|--------------|----------------|----------------|-------|--------------------|--------------------|
| Comb. | [kN] | [kN] | [kN] | [kNxm] | [kNxm] |
| STA SLE 1 | 6648 | 0 | 31453 | 11875 | -3272 |
| STA SLE 2 | 6648 | 0 | 37006 | 23814 | -52 |
| STA SLE 3 | 8730 | 54 | 41343 | 38525 | 807 |
| STA SLE 4 | 8454 | 54 | 40908 | 36434 | 554 |
| STA SLE 5 | 8276 | 90 | 40908 | 34808 | 956 |
| STA SLE 6 | 8908 | 90 | 41343 | 40151 | 1208 |

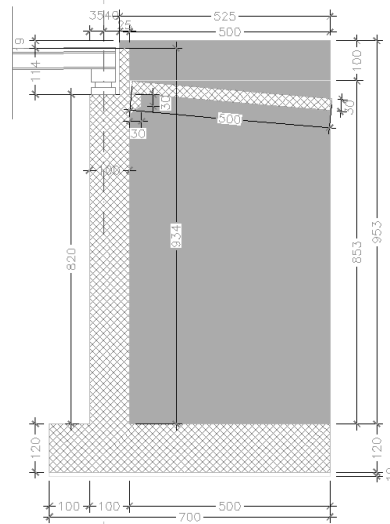
T.2 Combinazioni di carico **SLE**

11.8 Opera centrale – Spalla “SpB”

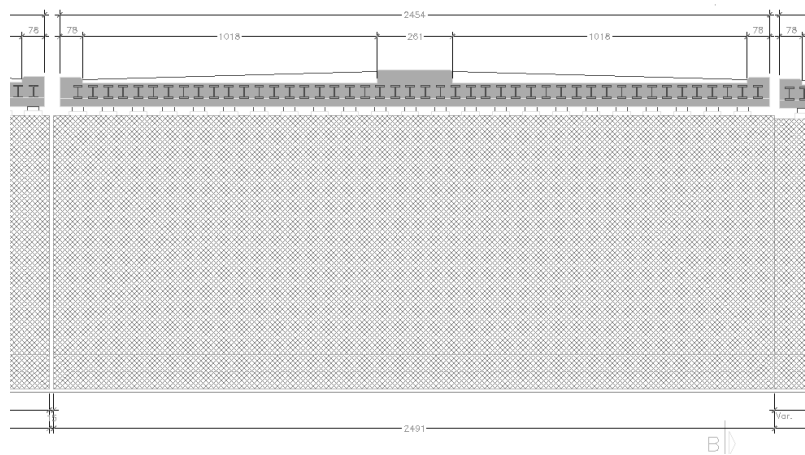
La geometria della sottostruttura spalla dell’opera centrale analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 23. Opera centrale – Pianta spalla SpB



F 24. Opera centrale – Sezione trasversale spalla SpB



F 25. Opera centrale – Prospetto spalla SpB

11.8.1 Analisi dei carichi

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati nelle figure precedenti (vedere § 11.1). Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE

AZIONI VERTICALI

| | | |
|-------------------------------|----------------------|---|
| q | 20 kN/m ² | (carico accidentale) |
| γ _{clis} | 25 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato) |
| γ _{clis,magro} | 24 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro) |
| γ _{terreno rinterro} | 18 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del terreno di rinterro) |

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

| | d _y [m] | d _x [m] | d _z [m] | N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|----------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------|-------------|------------------------------|--------------------|-------------|------------------------------|
| muro di testata | 8.20 | 1.00 | 24.91 | 5106.6 | 1.50 | 7659.8 | 5.10 | -0.60 | -3063.93 |
| muro paraghiaia | 1.30 | 0.25 | 24.91 | 202.4 | 1.88 | 380.5 | 9.85 | -0.49 | -99.17 |
| muro risolto 1 (dx) | 9.90 | 5.00 | 1.00 | 1237.5 | 4.50 | 5568.8 | 5.95 | 12.26 | 15171.75 |
| muro risolto 2 (sx) | 9.90 | 5.00 | 1.00 | 1237.5 | 4.50 | 5568.8 | 5.95 | -11.66 | -14429.25 |
| Σ | | | | 7783.9 | | 19177.8 | | | -2420.6 |
| rinterro | 9.50 | 5.00 | 22.93 | 19605.2 | 4.50 | 88223.2 | 5.95 | 0.30 | 5881.55 |
| - | | | | | | | | | |
| plinto di fondazione | 1.00 | 7.00 | 24.91 | 4359.3 | 3.50 | 15257.4 | 0.50 | 0.00 | 0.00 |
| - | | | | | | | | | |
| Σ | 9.50 | | | 23964.4 | | 103480.6 | | | 5881.5 |
| | 10.50 | | | | | | | | |
| Σ_{PERM SP} | | | | 31748.3 | 3.86 | 122658.4 | | 0.11 | 3460.9 |

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

| | d _y [m] | d _x [m] | d _z [m] | N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|--|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|-------------|------------------------------|--------------------|-------------|------------------------------|
| | 0.00 | 5.25 | 24.91 | 2615.6 | 4.50 | 11770.0 | 10.50 | 0.30 | 784.67 |

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

| | N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|----------|---------------|-------------|------------------------------|--------------------|-------------|------------------------------|
| | 3926 | 1.35 | 5299.5 | 0.00 | -0.60 | -2355.35 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| Σ | 3925.6 | | 5299.5 | | | -2355.3 |

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

| | N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|----------|---------------|-------------|------------------------------|--------------------|-------------|------------------------------|
| | 1627 | 1.35 | 2196.6 | 0.00 | -0.60 | -976.28 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| Σ | 1627.1 | | 2196.6 | | | -976.3 |

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

| | N [kN] | x(A) [m] | M _T (A) [kNxm] | y(A) = y(G) [m] | z(A) [m] | M _L (A) [kNxm] |
|----------|---------------|-------------|------------------------------|--------------------|-------------|------------------------------|
| | 1741 | 1.35 | 2349.7 | 0.00 | -0.60 | -1044.30 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | | 0.00 |
| Σ | 1740.5 | | 2349.7 | | | -1044.3 |

AZIONI ORIZZONTALI

- valutazione della spinta del terreno

| | | |
|-------------------------|----------------------|--|
| $\gamma =$ | 18 kN/m ³ | (peso dell'unità di volume del terreno) |
| $\phi =$ | 35.0 0.61 | (angolo d'attrito del terreno di riempimento) |
| $i =$ | 0 0.00 | (inclinazione del terreno a monte, pos in salita) |
| $\beta =$ | 0 0.00 | (inclinazione del muro, pos se verso monte) |
| $\alpha = 90 - \beta =$ | 90 1.57 | (90- β) |
| $\delta =$ | 0 0.00 | (angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno) |
| $k_a =$ | 0.271 - | (coefficiente di spinta a riposo) |
| $L_1 =$ | 24.91 m | (lunghezza del cuneo di spinta inferiore) |
| $L_2 =$ | 24.91 m | (lunghezza del cuneo di spinta superiore) |
| $h_1 =$ | 1.00 m | (altezza del plinto) |
| $h_2 =$ | 9.50 m | (altezza del muro di testata + trave paraghiaia) |
| $S_{a,1,1a} =$ | 60.8 kN | (spinta del terreno cuneo inferiore) |
| $S_{a,1,1b} =$ | 1154.3 kN | (spinta del terreno cuneo inferiore) |
| $S_{a,1,2} =$ | 5483.0 kN | (spinta del terreno cuneo superiore) |
| $d_{y,1a} =$ | 0.3 m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $d_{y,1b} =$ | 0.50 m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $d_{y,2} =$ | 4.2 m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $S_{a,q1} =$ | 135.0 kN | (spinta sul plinto dovuta al sovraccarico) |
| $S_{a,q2} =$ | 1282.6 kN | (spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico) |
| $d_{y,q1} =$ | 0.5 m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |
| $d_{y,q2} =$ | 5.8 m | (distanza del punto di applicazione dal piano di fond) |

| | H_L [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNxm] |
|--------------------------------|---------------|-----------|-----------------------------|----------------------|--------------------|
| - Spinta del terreno (ST) | 6698.0 | | 23443.2 | - | |
| - Spinta del sovraccarico (SA) | 1417.6 | | 7442.3 | - | |

- Azione di frenamento (FR)

| | $H_L <->$ [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNxm] |
|--|-------------------|-----------|-----------------------------|----------------------|--------------------|
| | 0 | | 0.0 | 0.00 | |
| | 0.0 | | 0.0 | 0.00 | |
| | 0.0 | | 0.0 | | |

-Resistenze passive dei vincoli (RP)

| | $H_L <->$ [kN] | N [kN] | $M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G)$ [kNxm] |
|--|-------------------|-----------|-----------------------------|----------------------|--------------------|
| | 0 | | 0.0 | 0.00 | |
| | 0.0 | | 0.0 | 0.00 | |
| | 0.0 | | 0.0 | | |

- Azione dovuta al vento (VENTO)

| | $H_T <->$ [kN] | $y(A) = y(G)$ [m] | $M_L(G) <->$ [kNxm] |
|--|-------------------|----------------------|------------------------|
| | 90 | 2.00 | 180.0 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 |
| | 90.0 | | 180.0 |

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

- valutazione dell'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

| | | | | | |
|----------------------|---------------|----|---|-------|------|
| $a_g/g =$ | 0.080 | - | (PGA) | | |
| $S = S_S \times S_T$ | 1.20 | - | | | |
| $S_{ve\ spalla} =$ | 0.04 | | (spettro di risposta elastico della componente verticale) | | |
| $L_1 =$ | 24.9 | m | (lunghezza del cuneo di spinta inferiore) | | |
| $L_2 =$ | 24.91 | m | (lunghezza del cuneo di spinta superiore) | | |
| $h_1 =$ | 1 | m | (altezza del plinto) | | |
| $h_2 =$ | 9.5 | m | (altezza del muro di testata + trave paraghiaia) | | |
| $\Delta P_{d,1} =$ | 673.0 | kN | (Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood) | | |
| $\Delta P_{d,2} =$ | 3037.1 | kN | (Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood) | 10408 | 3710 |

3710

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)

| | | | |
|-----------------------|---------------|------------------|----------|
| $H_L \leftrightarrow$ | $y(A) = y(G)$ | $M_T(A) = MT(G)$ | $M_L(G)$ |
| [kN] | [m] | [kNxm] | [kNxm] |
| 3710.15 | 5.3 | 19478.3 | |

- Sisma spalla long. e trasv. (SIS SP L e T)

| | N | $H_T = H_L$ | $y(A) = y(G)$ | $M_T(A) = M_L(A)$ |
|----------------------------|----------------|---------------|---------------|-------------------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] |
| muro di testata | 5106.6 | 490.2 | 5.10 | 2500.17 |
| baggioli | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| muro paraghiaia | 202.4 | 19.4 | 9.85 | 191.38 |
| ringrosso paraghiaia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| muro risolto 1 (dx) | 1237.5 | 118.8 | 5.95 | 706.86 |
| muro risolto 2 (sx) | 1237.5 | 118.8 | 5.95 | 706.86 |
| orecchia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| mensola posteriore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| rinterro | 19605.2 | 1882.1 | 5.95 | 11198.5 |
| plinto di fondazione | 4359.3 | 418.5 | 0.50 | 209.2 |
| - | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.0 |
| Σ | 31748.3 | 3047.8 | | 15513.0 |

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

| | W | N +/- | x(A) | $M_T(A) \leftrightarrow$ | z(A) | $M_L(A) \leftrightarrow$ |
|----------------------------|----------------|---------------|------|--------------------------|--------|--------------------------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| muro di testata | 5106.6 | 204.3 | 1.50 | 306.39 | -0.60 | -122.56 |
| baggioli | 0.0 | 0.0 | 1.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| muro paraghiaia | 202.4 | 8.1 | 1.88 | 15.22 | -0.49 | -3.97 |
| ringrosso paraghiaia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| muro risolto 1 (dx) | 1237.5 | 49.5 | 4.50 | 222.75 | 12.26 | 606.87 |
| muro risolto 2 (sx) | 1237.5 | 49.5 | 4.50 | 222.75 | -11.66 | -577.17 |
| orecchia | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| soletta inferiore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| mensola posteriore | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| rinterro | 19605.2 | 784.2 | 4.50 | 3528.9 | 0.30 | 235.26 |
| plinto di fondazione | 4359.3 | 174.4 | 3.50 | 610.3 | 0.00 | 0.00 |
| - | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| Σ | 31748.3 | 1269.9 | | 4906.3 | | 138.4 |

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

| | $H_L \leftrightarrow$ | N +/- | x(A) | $M_T(G) \leftrightarrow$ | y(A) = y(G) | $M_L(G)$ |
|-------------|-----------------------|-------|------|--------------------------|-------------|----------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| Sisma long. | 0 | | | 0.0 | 0.00 | |
| | 0.0 | | | 0.0 | 0.00 | |
| | 0.0 | | | 0.0 | | |

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

| | $H_T \leftrightarrow$ | y(A) = y(G) | $M_L(G) \leftrightarrow$ |
|--------------|-----------------------|-------------|--------------------------|
| | [kN] | [m] | [kNxm] |
| Sisma trasv. | 1373 | 0.96 | 3513.6 |
| | 0.0 | 0.00 | 0.0 |
| | 1372.5 | | 3513.6 |

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

| | $H_L \leftrightarrow$ | N +/- | x(A) | M(A) \leftrightarrow | z(A) | $M_L(A)$ |
|--|-----------------------|-------|-------------|------------------------|-------------|----------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [kNxm] | [m] | [kNxm] |
| | 222 | | 1.35 | 299.8 | 0.00 | 0.00 |

11.8.2 Condizioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono riportati valori dei carichi valutati precedentemente. I valori dei momenti flettenti sono riferiti al baricentro G della fondazione.

Condizioni di carico

| condizioni di carico | $H_L \rightarrow (+)$ [kN] | H_T [kN] | N [kN] | $M_T(A)$ [kNxm] | $M_L(A)$ [kNxm] | $e_L(A)=M_T(A)/N$ [m] | $e_X(G)=d_X(A) \cdot e_L(A)$ [m] | $M_{T,G}$ [kNxm] | $e_T(A)=M_L(A)/N$ [m] | $e_Z(G)$ [m] | $M_{L,G}$ [kNxm] |
|------------------------|-------------------------------|---------------|-----------|--------------------|--------------------|--------------------------|-------------------------------------|---------------------|--------------------------|-----------------|---------------------|
| 0 REALIZZAZIONE | | | 3926 | 5300 | -2355 | 1.35 | 2.15 | 8440 | -0.60 | -0.60 | -2355 |
| 1 PERM SP | | | 31748 | 122658 | 3461 | 3.86 | -0.36 | -11539 | 0.11 | 0.11 | 3461 |
| 2 ACC SP | | | 2616 | 11770 | 785 | 4.50 | -1.00 | -2616 | 0.30 | 0.30 | 785 |
| 3 PERM IMP | | | 1627 | 2197 | -976 | 1.35 | 2.15 | 3498 | -0.60 | -0.60 | -976 |
| 4 ACC IMP - Nmax | | | 1741 | 2350 | -1044 | 1.35 | 2.15 | 3742 | -0.60 | -0.60 | -1044 |
| 5 FOLLA | | | 0 | 0 | 0 | | | | 0.00 | 0.00 | 0 |
| 6 ST | 6698 | | | | | | | 23443 | | | 0 |
| 7 SA | 1418 | | | | | | | 7442 | | | 0 |
| 8 VARTEMPD | | 0 | 0 | 0 | | | | 0 | | | 0 |
| 9 RES. PASSIVE VINCOLI | 0 | | | | | | | 0 | | | 0 |
| 10 FR | 0 | | | | | | | 0 | | | 0 |
| 11 VENTO | | 90 | | | | | | | | | 180 |
| 12 SIS SP L | 3048 | | | | | | | 15513 | | | 0 |
| 13 SIS SP T | | 3048 | | | | | | | | | 15513 |
| 14 SIS SP V | | | 1270 | 4906 | 138 | 3.86 | -0.36 | -462 | 0.11 | 0.11 | 138 |
| 15 SIS IMP L | 0 | | | | | | | 0 | | | 0 |
| 16 SIS IMP T | | 1373 | | | | | | | | | 3514 |
| 17 SIS IMP V | | | 222 | 300 | 0 | 1.35 | 2.15 | 478 | 0.00 | 0.00 | 0 |
| 18 DS | 3710 | | | | | | | 19478 | | | 0 |

T.1 Carichi dovuti alle condizioni elementari

| | H_L [kN] | H_T [kN] | N [kN] | $M_T(G)$ [kNxm] | $M_L(G)$ [kNxm] | |
|------------------------|---------------|---------------|-----------|--------------------|--------------------|-------|
| 0 REALIZZAZIONE | 0 | 0 | 3926 | 8440 | -2355 | |
| 1 PERM SP | 0 | 0 | 31748 | -11539 | 3461 | |
| 2 ACC SP | 0 | 0 | 2616 | -2616 | 785 | |
| 3 PERM IMP | 0 | 0 | 1627 | 3498 | -976 | |
| 4 ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1741 | 3742 | -1044 | |
| 5 FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 6 ST | 6698 | 0 | 0 | 23443 | 0 | |
| 7 SA | 1418 | 0 | 0 | 7442 | 0 | |
| 8 VARTEMPD | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (+/-) |
| 9 RES. PASSIVE VINCOLI | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (+/-) |
| 10 FR | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (+/-) |
| 11 VENTO | 0 | 90 | 0 | 0 | 180 | (+/-) |
| 12 SIS SP L | 3048 | 0 | 0 | 15513 | 0 | (+/-) |
| 13 SIS SP T | 0 | 3048 | 0 | 0 | 15513 | (+/-) |
| 14 SIS SP V | 0 | 0 | 1270 | -462 | 138 | (+/-) |
| 15 SIS IMP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | (+/-) |
| 16 SIS IMP T | 0 | 1373 | 0 | 0 | 3514 | (+/-) |
| 17 SIS IMP V | 0 | 0 | 222 | 478 | 0 | (+/-) |
| 18 DS | 3710 | 0 | 0 | 19478 | 0 | (+) |

T.2 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.8.3 Combinazioni di carico

Si riportano i coefficienti moltiplicati dei carichi elementari per le combinazioni allo stato limite ultimo, le combinazioni sismiche e le combinazioni allo stato limite di esercizio per le verifiche strutturali e geotecniche.

| cond/comb | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | EQU |
|-------------------|------|------|------|-------|-------|------|------|------|------|-------|-------|-------|----|----|----|----|----|----------|
| REALIZZAZIONE | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.869565 |
| PERM SP | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 0.869565 |
| ACC SP | 0 | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| PERM IMP | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 0.869565 |
| ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| ST | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | 1 |
| SA | 0 | 0 | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| VARTEMPD | 0 | 0 | 0.72 | 1.2 | 0.72 | 1.2 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | | | | | | 0.5 |
| RES. PASSIVE VINC | 0 | 0 | 0.72 | 1.2 | 0.72 | 1.2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| FR | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| VENTO | 0 | 0 | 0.9 | 0.9 | 1.5 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | | | 0 |
| SIS SP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |
| SIS SP T | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | | | | | | 0.3 |
| SIS SP V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | -0.30 | -0.30 | -1.00 | | | | | | -0.3 |
| SIS IMP L | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |
| SIS IMP T | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | | | | | | 0.3 |
| SIS IMP V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | | | | | | -0.3 |
| DS | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | | | | | | 1 |

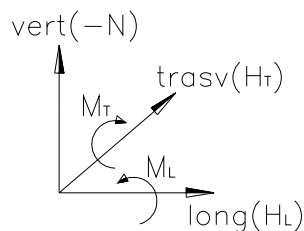
T.1 Combinazioni di carico SLU

| cond/comb | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-------------------|---|---|-----|------|------|---|
| REALIZZAZIONE | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM SP | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACC SP | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM IMP | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACC IMP - Nmax | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| FOLLA | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| ST | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SA | 0 | 0 | 1 | 0.75 | 0.75 | 1 |
| VARTEMPD | 0 | 0 | 0.6 | 1 | 0.6 | 1 |
| RES. PASSIVE VINC | 0 | 0 | 0.6 | 1 | 0.6 | 1 |
| FR | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| VENTO | 0 | 0 | 0.6 | 0.6 | 1 | 1 |

T.2 Combinazioni di carico SLE

Si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico.

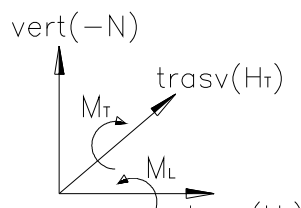
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



| | H_L | H_T | N | $M_T(G)$ | $M_L(G)$ |
|--------------|-------|-------|-------|----------|----------|
| Comb. | [kN] | [kN] | [kN] | [kNxm] | [kNxm] |
| STA SLU 1 | 9042 | 0 | 42860 | 16070 | 4672 |
| STA SLU 2 | 9042 | 0 | 50356 | 32187 | 175 |
| STA SLU 3 | 10956 | 81 | 56237 | 43755 | -14 |
| STA SLU 4 | 10478 | 81 | 55650 | 39980 | 339 |
| STA SLU 5 | 10478 | 135 | 55650 | 39980 | 447 |
| STA SLU 6 | 10956 | 135 | 56237 | 43755 | 94 |
| SIS SLU 7 | 13456 | 1326 | 37749 | 58838 | 5879 |
| SIS SLU 8 | 8725 | 4420 | 37749 | 34344 | 19197 |
| SIS SLU 9 | 8725 | 1326 | 38793 | 34356 | 5976 |
| SIS SLU 10 | 13456 | 1326 | 36987 | 59115 | 5796 |
| SIS SLU 11 | 8725 | 4420 | 36987 | 34621 | 19114 |
| SIS SLU 12 | 8725 | 1326 | 36253 | 35279 | 5699 |

T.1 Combinazioni di carico **SLU**

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



| | H_L | H_T | N | $M_T(G)$ | $M_L(G)$ |
|--------------|-------|-------|-------|----------|----------|
| Comb. | [kN] | [kN] | [kN] | [kNxm] | [kNxm] |
| STA SLE 1 | 6698 | 0 | 31748 | 11904 | 3461 |
| STA SLE 2 | 6698 | 0 | 37301 | 23842 | 129 |
| STA SLE 3 | 8116 | 54 | 41657 | 32411 | -22 |
| STA SLE 4 | 7761 | 54 | 41222 | 29615 | 239 |
| STA SLE 5 | 7761 | 90 | 41222 | 29615 | 311 |
| STA SLE 6 | 8116 | 90 | 41657 | 32411 | 50 |

T.2 Combinazioni di carico **SLE**

11.9 Opera centrale – Verifiche

Le verifiche riportate di seguito sono:

- Verifica a ribaltamento allo *SLU* per la combinazione più gravosa;
- Verifiche strutturali di durabilità allo *SLE* per le combinazioni di carico più gravose.
- Verifiche strutturali di resistenza allo *SLU* per le combinazioni di carico più gravose.

In base alle precedenti sollecitazioni si riportano di seguito le verifiche riferite alle condizioni di volta in volta più gravose tra le quattro spalle analizzate; si segnala che le verifiche sono state ovviamente eseguite per tutte le spalle e che le differenze ottenute tra i vari risultati sono modesti.

11.9.1 Verifiche di stabilità – Ribaltamento

Di seguito la verifica a ribaltamento della spalla in esame effettuata per la combinazione più gravosa che risulta essere la combinazione sismica. La verifica è effettuata considerando l'ipotesi di equilibrio limite del corpo spalla assunto come rigido con centro di rotazione posizionato all'estremità inferiore del plinto lato valle.

Considerando la combinazione **EQU** si ottiene:

| cond\comb | EQU |
|----------------|-------|
| REALIZZAZIONE | 0.87 |
| PERM SP | 0.87 |
| ACC SP | 0.00 |
| PERM IMP | 0.87 |
| ACC IMP - Nmax | 0.00 |
| FOLLA | 0.00 |
| ST | 1.00 |
| SA | 0.00 |
| VARTEMPD | 0.50 |
| VARTEMPU | 0.00 |
| FR | 0.00 |
| VENTO | 0.00 |
| SIS SP L | 1.00 |
| SIS SP T | 0.30 |
| SIS SP V | -0.30 |
| SIS IMP L | 1.00 |
| SIS IMP T | 0.30 |
| SIS IMP V | -0.30 |
| DS | 1.00 |

| VERIFICA RIBALTAMENTO | | |
|-----------------------|------------|------|
| M_{ribalt} | M_{stab} | c.s. |
| 84637 | 112157 | 1.33 |

(SpA)

La verifica è pertanto soddisfatta.

11.9.2 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle

Di seguito si riportata la verifica strutturale della porzione di plinto lato valle ipotizzando il vincolo di incastro perfetto di tale mensola con il filo esterno del muro di testata (lato impalcato); la luce di calcolo assunta per la determinazione delle sollecitazioni di verifica è pertanto pari a $L_{valle} \cong 1.0\text{m}$. Il carico esterno è ipotizzato uniformemente distribuito ed è assunto cautelativamente pari alla massima reazione del terreno (vedere relazione geotecnica) dedotta dalle combinazione di carico più gravosa. Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = r_{terreno} \times L_{valle} \cong 845 \text{ kN/m};$$

$$M_{S,d} = r_{terreno} \times L_{valle}^2 / 2 \cong 420 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 1.0\text{m} - h \cong 0.90\text{m};$$

$$A_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona tesa}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa}.$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 557 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta}.$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 1245 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85\text{cm}^2/\text{m}$$

$$s = 20\text{cm};$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2430 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$b_w = 100\text{cm};$$

$$- f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 37/1.5) \cong 8.7 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

11.9.3 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$$M_{S,d} = r_{\text{terreno}} \times L_{\text{valle}}^2 / 2 \cong 220 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m}.$$

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-\text{max}} \cong -2.4 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-\text{max}} \cong 155 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-\text{max}} \cong 1.1 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

La verifica è quindi soddisfatta nei confronti della formazione delle fessure in quanto:

- $\sigma_{c-\text{max}} < f_{ctm} / 1.2 = 2.3$

11.9.4 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte

Di seguito si riportata la verifica strutturale della porzione di plinto lato monte ipotizzando un vincolo di incastro di tale porzione di plinto con il filo interno del muro di testata ovvero il filo muro lato rinterro; la luce di calcolo assunta per la determinazione delle sollecitazioni di verifica è pertanto pari a $L_{monte} = 5.0m$. I carichi esterni, ipotizzati uniformemente distribuiti, sono pari a:

- peso rinterro lato monte e peso plinto (agente verso il basso);
- reazione media del terreno lato monte (agente verso l'alto).

Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte} \cong 900 \text{ kN/m.}$$

$$M_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte}^2 / 2 \cong 2260 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 1.0m - h \cong 0.9m;$$

$$A_s = 1\phi 26/10 + 1\phi 20/20 - \text{armatura zona tesa}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa.}$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 2315 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 1245 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s = 20\text{cm};$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2430 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$b_w = 100\text{cm};$$

$$- f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 37/1.5) \cong 8.7 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

11.9.5 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$$M_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte}^2 / 2 \cong 720 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-max} \cong -5 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-max} \cong 130 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-max} \cong 3.2 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

Poiché risulta $\sigma_{c-max} > f_{ctm}/1.2=2.3$ viene riportata di seguito la verifica a fessurazione secondo quanto indicato nella circolare (febbraio 2009) al C4.1.2.2.4.6

La verifica di fessurazione si esegue controllando che:

$$w_d < w_2 = 0.3 \text{ (condizioni ordinarie)}$$

si ottiene:

| | | | | | | | | |
|--------------|---------------|-----|---------|--------------|---|-----------------|-------------|--------|
| $h =$ | 100 | cm | $k_1 =$ | 0.8 | - | $A_{c,eff}$ | 1103 | cm^2 |
| $d =$ | 93.5 | cm | $k_2 =$ | 0.5 | - | ρ_{eff} | 0.06238 | - |
| $E_{cm} =$ | 32588 | MPa | $k_3 =$ | 3.4 | - | σ_s | 130 | MPa |
| $E_s =$ | 210000 | MPa | $k_4 =$ | 0.425 | - | ϵ_{sm} | 0.00043 | - |
| $\alpha_e =$ | 6.44 | - | | | | Δ_{smax} | 207 | mm |
| $k_t =$ | 0.6 | - | | | | w_d | 0.09 | mm |

La verifica risulta soddisfatta

11.9.6 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base

Di seguito si riportano le verifiche strutturali della sezione di base del muro di testata ovvero della sezione di attacco dello stesso con il plinto di fondazione. Le verifiche di resistenza, taglio e pressoflessione semplice, sono eseguite per la condizione di carico più gravosa ovvero nei confronti delle sollecitazioni dedotte dalla combinazione sismica.

$$N_{S,d} \cong -545 \text{ kN/m (compressione);}$$

$$V_{S,d} \cong 485 \text{ kN/m;}$$

$$M_{S,d} \cong 2120 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B\times H = 1.0\times 1.0\text{m} - h \cong 0.9\text{m;}$$

$$A_s = 1\phi 26/10 + 1\phi 26/20 - \text{armatura zona tesa;}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa.}$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 2860 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9\times d\times f_{yd}\times A_{sw}/s\times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)\times \text{sen}\alpha \cong 622 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$- d \cong 90\text{cm} \qquad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa;}$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85\text{cm}^2/\text{m} \qquad s = 40\text{cm;}$$

$$- \alpha = 90^\circ \qquad \theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9\times d\times b_w\times \alpha_c\times f'_{cd}\times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2430 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$- d \cong 90\text{cm} \qquad b_w = 100\text{cm;}$$

$$- f'_{cd} = 0.5\times (0.85\times 0.83\times 37/1.5) \cong 8.7 \text{ MPa} \qquad \alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ \qquad \theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

11.9.7 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$N_{S,d} \cong -710$ kN/m – sollecitazione assiale (compressione);

$M_{S,d} \cong 860$ kN×di di m/m – sollecitazione flettente.

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-max} \cong -5.9$ MPa < $0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-max} \cong 95$ MPa < $0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermanente reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-max} \cong 3.1$ MPa – massima tensione di trazione nel cls.

Poiché risulta $\sigma_{c-max} > f_{ctm}/1.2=2.3$ viene riportata di seguito la verifica a fessurazione secondo quanto indicato nella circolare (febbraio 2009) al C4.1.2.2.4.6

La verifica di fessurazione si esegue controllando che:

$$w_d < w_2 = 0.2 \text{ (condizioni aggressive)}$$

si ottiene:

| | | | | | | | | |
|-------------|---------------|-----|--------|--------------|---|--------------------|----------------|--------|
| $h=$ | 100 | cm | $k_1=$ | 0.8 | - | $A_{c,eff}$ | 1498.68 | cm^2 |
| $d=$ | 93.5 | cm | $k_2=$ | 0.5 | - | ρ_{eff} | 0.053 | - |
| $E_{cm}=$ | 33643 | MPa | $k_3=$ | 3.4 | - | σ_s | 95 | MPa |
| $E_s=$ | 210000 | MPa | $k_4=$ | 0.425 | - | ε_{sm} | 0.00027 | - |
| $\alpha_e=$ | 6.24 | - | | | | Δ_{smax} | 219 | mm |
| $k_t=$ | 0.6 | - | | | | w_d | 0.06 | mm |

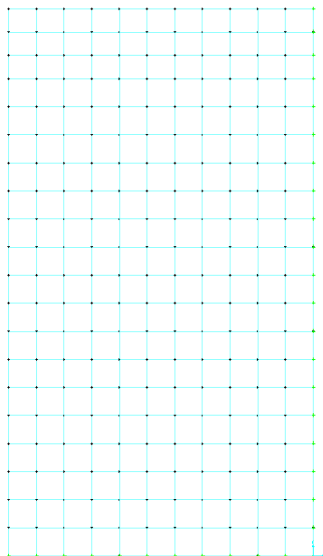
La verifica risulta soddisfatta

11.9.8 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia

Valgono le stesse considerazioni effettuate per le spalle delle rampe. Si ha infatti uguale geometria, caratteristiche meccaniche dei materiali e quantitativi di armatura.

11.9.9 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLU

Di seguito il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche dei muri di risvolto effettuate considerando un modello locale di piastra incastrata nella sezione di base (estradosso plinto), incastrata in corrispondenza del muro di testata e incernierata in corrispondenza del muro paraghiaia; l'altezza di calcolo considerata è pari a 9.40m misurata a partire da estradosso plinto fino a testa muro. Per il calcolo delle sollecitazioni s'implementa un apposito modello locale agli elementi finiti, con l'ausilio del programma di calcolo *SAP2000*, utilizzando elementi bidimensionali a tre-quattro nodi con funzioni di forma lineari; nel calcolo delle sollecitazioni si tiene conto dell'effetto deformativo del taglio. Di seguito alcune immagini del modello di calcolo.



F 26. Modello di calcolo (sezione $s_p=90\text{cm}$)

La condizione di carico dimensionante risulta essere la condizione di carico sismica comprensiva delle seguenti azioni:

- *Peso proprio parete* \Rightarrow spessore parete (90)cm;

$$p_{p-90} = s \times \gamma_{cls} = (0.9 \times 25) = 22.5 \text{ kPa};$$

- *Spinta statica delle terre* \Rightarrow cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo. La spinta triangolare avrà intensità massima ad estradosso plinto, $H_{\text{muro}}=9.40\text{m}$, di valore pari a:

$$s_t = \gamma_{\text{rint}} \times k_0 \times H = 18 \times 0.426 \times 9.4 \cong 72 \text{ kPa};$$

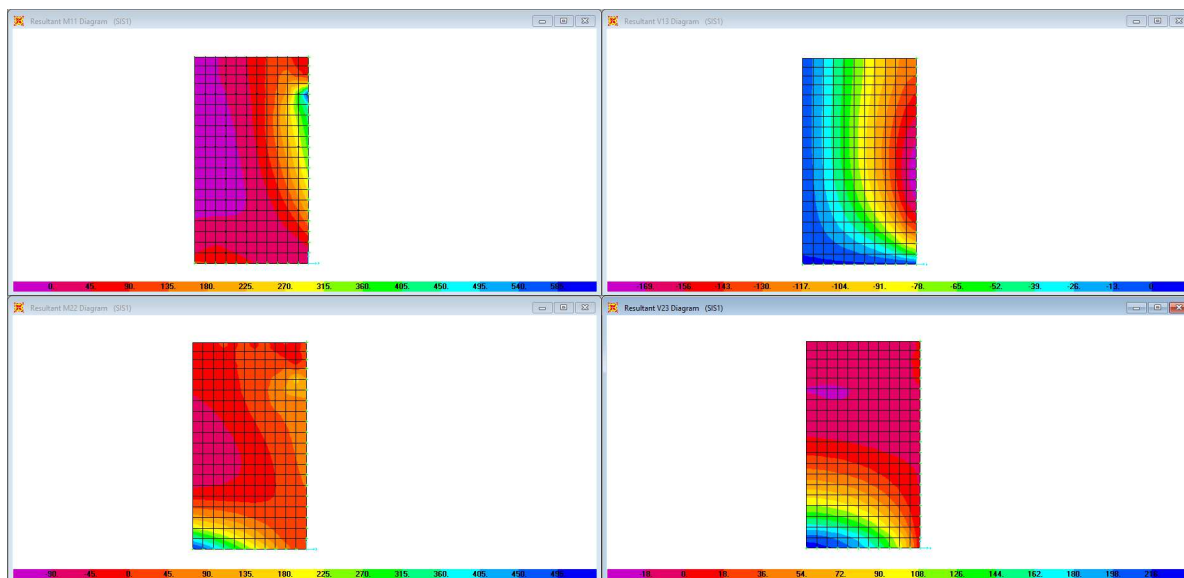
- *Inerzia parete* \Rightarrow si considera l'inerzia della parete come un carico di superficie uniformemente distribuito. L'intensità di tale carico è pari a:

$$f_{\text{inrz-par}} = (a_g/g) \times s_{\text{parete}} \times \gamma_{cls} = 0.08 \times 0.9 \times 25 \cong 1.8 \text{ kPa};$$

- *Inerzia rinterro* \Rightarrow si considera, in assoluto favore di sicurezza, la spinta generata dall'inerzia del rinterro compreso tra i muri di risvolto come un carico di superficie uniformemente distribuito. L'intensità di tale carico è pari a:

$$f_{\text{inrz-rint}} = (a_g/g) \times L_{\text{rint}} \times \gamma_{\text{rint}} = 0.08 \times 22.6 \times 18 \cong 32.5 \text{ kPa}.$$

Di seguito le mappature cromatiche delle sollecitazioni flettenti e taglianti nei due piani di armatura ($M_{11} \Rightarrow$ momento flettente che tende/comprime le fibre orizzontali / $V_{13} \Rightarrow$ taglio nel piano orizzontale / $M_{22} \Rightarrow$ momento flettente che tende/comprime le fibre verticali / $V_{23} \Rightarrow$ taglio nel piano verticale) immagini del modello di calcolo.



F 27. Sollecitazioni flettenti e taglianti (M_{11} - V_{13} figure superiori / M_{22} - V_{23} figure inferiori)

Le sollecitazioni di verifica allo *SLU* (si trascura cautelativamente il modesto valore dello sforzo assiale verticale di compressione) sono riassunte di seguito.

Parete spessore 90cm

$V_{Hd} \cong 175 \text{ kN/m}$ – Taglio orizzontale $M_{S-Hd} \cong 500 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento orizzontale.

$V_{Vd} \cong 220 \text{ kN/m}$ – Taglio verticale $M_{S-Vd} \cong 450 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento verticale.

I dati relativi all'armatura di progetto (copriferro medio $\cong 7\text{cm}$ – valore cautelativo valido sia per l'armatura verticale/orizzontale) sono riassunti di seguito.

$A_{sh} = 1\phi 24/20$ – armatura orizzontale tesa $A'_{sh} = 1\phi 16/20$ – armatura orizzontale compressa;

$A_{sv} = 1\phi 24/20$ – armatura verticale tesa $A'_{sv} = 1\phi 16/20$ – armatura verticale compressa;

Si riportano di seguito le verifiche a flessione semplice delle sezioni maggiormente sollecitate eseguite confrontando i minimi valori dei momenti resistenti ultimi, determinati con il programma di calcolo *PresFle+*, con i momenti sollecitanti ultimi.

$M_{R-H,d} \cong M_{R-Vd} \cong 700 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S-V,d}$ – Verifica a flessione orizzontale soddisfatta;

(controllo momento resistente si trascura l'effetto positivo dello sforzo assiale $\Rightarrow M \cong 0.9 \times 83 \times 22.6 \times 3913 / 10000 \cong 665 \text{ kN}\times\text{m/m}$)

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio ($\phi 16/40 \times 40$). La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

- $V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 245 \text{ kN} > V_{S,d}$ – Verifica soddisfatta;

con

- $d \cong 83 \text{ cm}$ $f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa}$;

- $A_{sw} \cong 2.01/0.4 \cong 5.025 \text{ cm}^2/\text{m}$ $s = 40 \text{ cm}$;

- $\alpha = 90^\circ$ $\theta = 45^\circ$ ($\text{ctg}\theta=1$ - valore cautelativo).

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

- $V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2421 \text{ kN} > V_{S,d}$ – Verifica soddisfatta;

con

- $d \cong 83 \text{ cm}$ $b_w = 100 \text{ cm}$;

- $f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 40 / 1.5) \cong 9.4 \text{ MPa}$ $\alpha_c \cong 1.0$ (ipotesi cautelativa);

- $\alpha = 90^\circ$ $\theta = 21.8^\circ$ ($\text{ctg}\theta=2.5$ - valore cautelativo).

11.9.10 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

Parete spessore 90cm

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$M_{S-Vd} \cong 200 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento verticale.

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione $n=15$, risultano pari a:

- $\sigma_{c-\max} \cong -2.4 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-\max} \cong 115 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-\max} \cong 1.3 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

La verifica è quindi soddisfatta nei confronti della formazione delle fessure in quanto:

- $\sigma_{c-\max} < f_{ctm}/1.2=2.58$

11.9.11 Verifiche strutturali – Soletta di transizione

Valgono le stesse considerazioni effettuate per le spalle delle rampe. Si ha infatti uguale geometria, caratteristiche meccaniche dei materiali e quantitativi di armatura.

11.10 Verifiche per urto da traffico ferroviario

La distanza “d” degli elementi esposti (spalle) dall’asse del binario è pari a circa 8m; si assumono dunque, secondo quanto esposto al §3.6.3.4, le seguenti azioni statiche equivalenti:

- 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Tali forze, che agiscono separatamente, vengono applicate a 1.80m dal piano del ferro.

Di seguito viene riportata la verifica strutturale della sezione di attacco della spalla col plinto di fondazione per la combinazione eccezionale (STA_ECC). Facendo riferimento al caso più gravoso, ovvero considerando la spalla laterale di lunghezza minore si ha:

$$M_i = (750 \cdot 1.8) / 8.7 = 155 \text{ KNm/m}$$

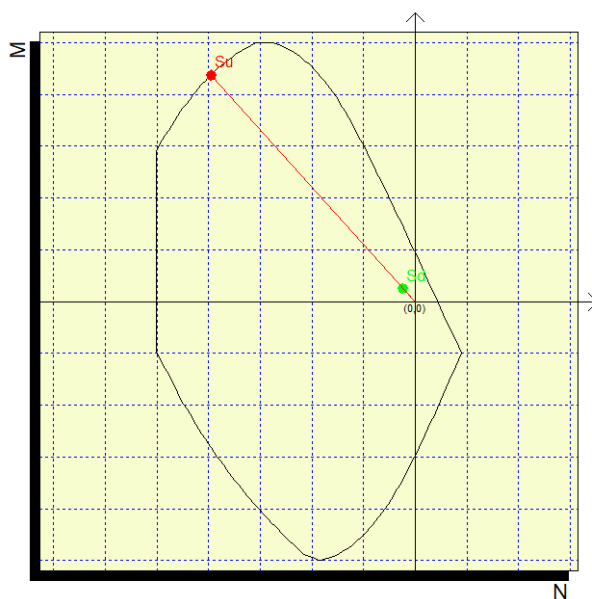
$$N' = 700 \text{ KN} \times \text{m/m}.$$

$$B \times H = 1.0 \times 1.0 \text{ m} - h \cong 0.9 \text{ m};$$

$$A_s = 1\phi 26/20 + 1\phi 26/20 - \text{armatura zona tesa};$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa}.$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell’armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:



F 28. Dominio di interazione N-M

$$M_{R,d} = 865 \text{ kN} \times \text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta}.$$

12. APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI

In questa sezione si riportano i dati relativi al dimensionamento degli apparecchi di appoggio in acciaio PTFE e dei giunti sulle spalle.

Di seguito si riporta lo schema planimetrico delle disposizione dei dispositivi di appoggio in cui si identificano:

- **F** ⇒ appoggio fisso;
- **UL** ⇒ appoggio unidirezionale longitudinale;
- **UT** ⇒ appoggio unidirezionale trasversale;
- **M** ⇒ appoggio multidirezionale.

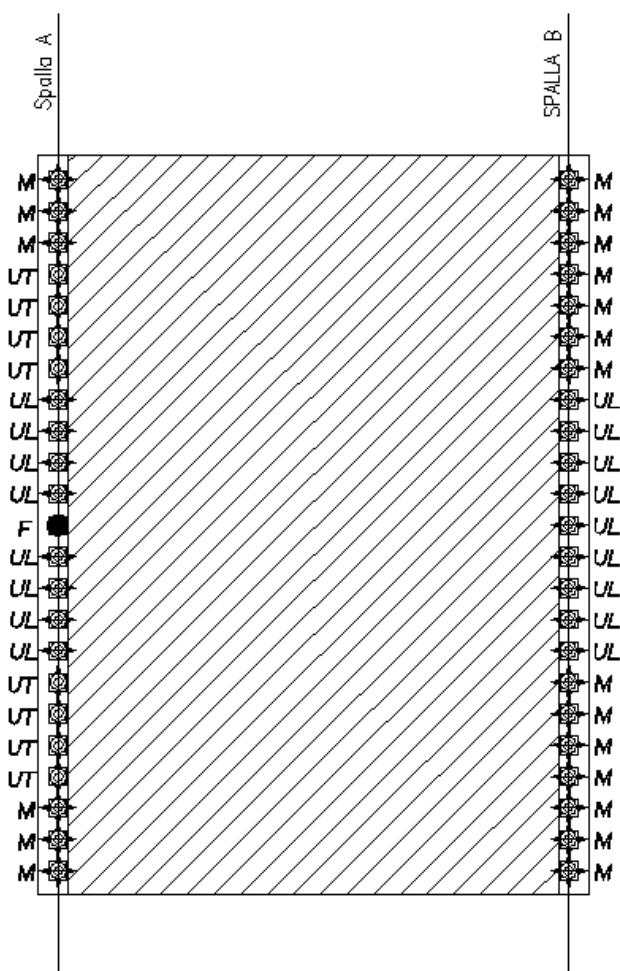


Figura 12-1. Schema disposizione appoggi – Impalcato Centrale

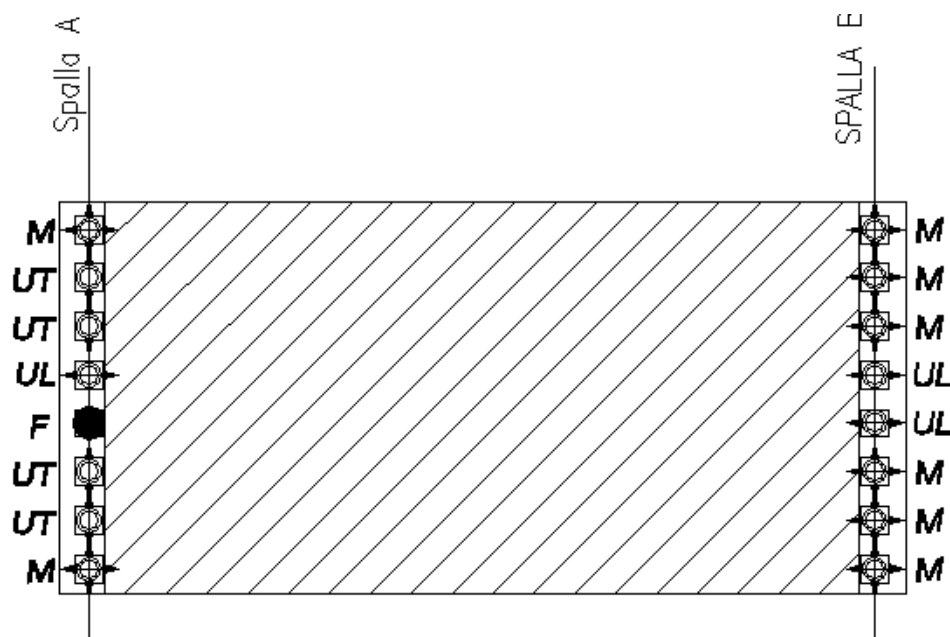


Figura 12-2. Schema disposizione appoggi – Rampa Laterale

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori massimi delle forze sollecitanti gli appoggi per le combinazioni statiche (**SLU**) e sismiche (**SLV**).

| AZIONI SUGLI APPARECCHI D'APPOGGIO - IMPALCATO CENTRALE - | | | | | | |
|--|-----------|-----|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | | | STATICA SLU | | SISMICA SLV | |
| Id | Tipo | n. | N_{Sd-MAX} | H_{Sd-MAX} | N_{Sd-MAX} | H_{Sd-MAX} |
| [-] | [-] | [-] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] |
| F | Fisso | 1 | 560 | 70 | 300 | 350 |
| UL | Uni-Long | 17 | 1080 | 15 | 300 | 155 |
| UT | Uni-Trasv | 8 | 1050 | 70 | 260 | 305 |
| M | Multi | 20 | 1050 | - | 320 | - |

| AZIONI SUGLI APPARECCHI D'APPOGGIO - RAMPE LATERALI - | | | | | | |
|--|-----------|-----|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | | | STATICA SLU | | SISMICA SLV | |
| Id | Tipo | n. | N_{Sd-MAX} | H_{Sd-MAX} | N_{Sd-MAX} | H_{Sd-MAX} |
| [-] | [-] | [-] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] |
| F | Fisso | 1 | 660 | 110 | 280 | 275 |
| UL | Uni-Long | 3 | 980 | 60 | 280 | 250 |
| UT | Uni-Trasv | 4 | 1000 | 110 | 310 | 200 |
| M | Multi | 8 | 1020 | - | 300 | - |

L'escursione massima dei giunti sulle spalle si valuta allo **SLD** considerando il contributo (50%) dell'azione termica, ottenendo dunque:

$$\delta \cong \pm 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{giunto spalla B} - \text{impalcato centrale}$$

$$\delta \cong \pm 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{giunto spalla B} - \text{rampa laterale}$$

La dimensione dei varchi si valuta allo **SLV** considerando il contributo (50%) dell'azione termica, ottenendo dunque:

$$d_{long} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{varco longitudinale spalle.}$$

13. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO

In accordo col *cap. 10* della norma (**DM 2018**), si riportano le valutazioni relative ai risultati dell'analisi e ai codici di calcolo adottati.

13.1 Origine, caratteristiche e affidabilità dei software di calcolo

L'analisi dei modelli di calcolo è stata condotta attraverso il *software* agli elementi finiti *CSiBridge ver. 15.1.1*.

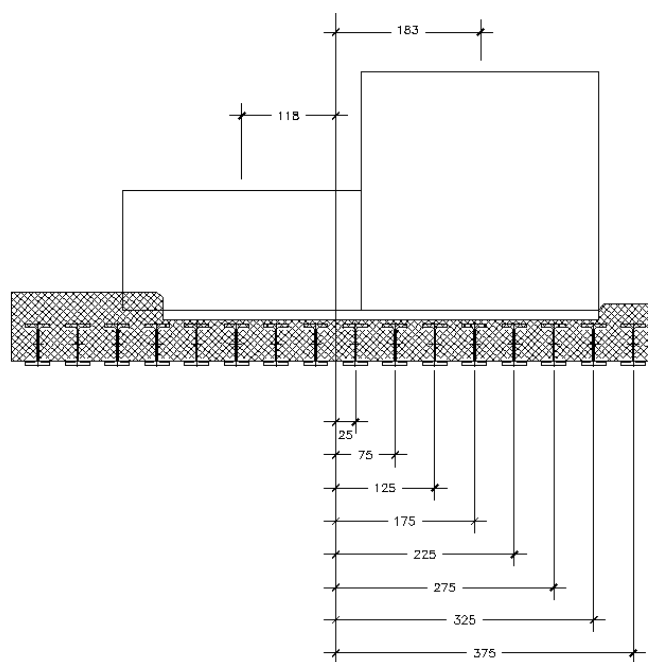
La versione di *CSiBridge* adottata per gli scopi di questa progettazione consente di eseguire analisi di elementi finiti in campo lineare e non lineare statico e dinamico, utilizzando una modellazione a grigliato con elementi beam (monodimensionali) aventi leggi costitutive lineari e non lineari. Permette di definire i carichi da traffico in accordo con le norme, consentendo di movimentare, lungo le corsie convenzionali, le azioni concentrate e distribuite che simulano il passaggio dei veicoli, valutando per ogni sezione dell'impalcato gli effetti massimi e quelli concomitanti (in termini di sollecitazioni).

Dopo aver esaminato le documentazioni a corredo del *software* e quelle reperibili sul sito web (www.csiamerica.com) si ritiene, per le particolari funzioni implementate, che il *CSiBridge* sia affidabile ed idoneo alla progettazione in oggetto per l'analisi statica e dinamica del viadotto.

13.2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

13.2.1 Ripartizione trasversale carico accidentale

Ai fini della validazione dei risultati del modello di calcolo viene valutato l'effetto della ripartizione dei carichi mobili eccentrici sulle travi longitudinali applicando il *metodo di Courbon (ripartizione rigida)*; di seguito si riporta il modello considerato con le grandezze caratteristiche ed i risultati ottenuti.



L'eccentricità dei carichi distribuiti vale:

$$e(q_k) = \frac{(27 * 1.8 - 7.5 * 1.2)}{(27 + 7.5)} \cong 1.15m$$

L'eccentricità dei carichi concentrati vale:

$$e(Q_k) = \frac{(600 * 1.8 + 400 * 1.2)}{1000} \cong 0.6m$$

Nel caso di travi longitudinali uguali ed egualmente vincolate si ha la seguente espressione di "r"
(coefficiente di ripartizione trasversale):

$$r_i(q_k) = \frac{1}{n} + y_i * \frac{y_p}{\sum y_i^2} = \frac{1}{14} + 3.75 * \frac{1.15}{2 * (42.5)} \cong 0.12$$

$$r_i(Q_k) = \frac{1}{n} + y_i * \frac{y_p}{\sum y_i^2} = \frac{1}{14} + 3.75 * \frac{0.6}{2 * (42.5)} \cong 0.1$$

Si ottiene dunque un momento massimo in mezzera della trave pari a:

$$M_{max}(q_k) = M(q_k)_{,unit} * q_{tot} * r_i(q_k) = 45 * (27 + 7.5) * 0.12 \cong 200 \text{ kNm}$$

$$M_{max}(Q_k) = M(Q_k)_{,unit} * Q_{tot} * r_i(Q_k) = 5 * (300 + 200) * 0.1 \cong 250 \text{ kNm}$$

I valori $M(q_k)_{,unit}$ ed $M(Q_k)_{,unit}$ sono stati ricavati considerando lo schema di trave semplicemente appoggiata ed applicando rispettivamente un carico unitario uniformemente distribuito e due carichi concentrati posti a 1.2m nella mezzera della campata centrale.

Il momento totale è dunque pari a **450 kNm**