



FERROVIE EMILIA ROMAGNA

Linea SFM2 Bologna-Portomaggiore: adeguamento della progettazione definitiva e coordinamento per sicurezza in fase di progettazione per la realizzazione del completamento dell'interramento della tratta urbana di Bologna della Linea SFM2 Bologna-Portomaggiore e Redazione del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica relativo al raddoppio del binario tra la fermata di Bologna-Via Larga e la stazione di Budrio (CIG 754332765C).

## PROGETTO DEFINITIVO



### FERMATE - PROGETTO STRUTTURALE

FERMATA VIA RIMESSE

RELAZIONE DI CALCOLO

CARTELLA N° 4.2

FER\_BP\_D\_T1 STR\_FRI\_R\_001\_0

| DATA       | CODICE RELAZIONE |              | REV. |
|------------|------------------|--------------|------|
| 31/10/2019 | FER BP D T1      | STR FRI R001 | 0    |

| AGGIORNAMENTI |                  |            |          |             |             |           |
|---------------|------------------|------------|----------|-------------|-------------|-----------|
| REV.          | DESCRIZIONE      | DATA       | REDATTO  | CONTROLLATO | APPROVATO   | VISTO     |
| 0             | Emissione finale | 31/10/2019 | M. Tondi | D. Fratti   | A. Frascari | V. Floria |
|               |                  |            |          |             |             |           |
|               |                  |            |          |             |             |           |
|               |                  |            |          |             |             |           |

|   |  |   |
|---|--|---|
| <u>Responsabile del progetto e dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche:</u><br><br><p align="center"><b>Ing. Vincenza Floria</b><br/>Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino, n. 8042<br/>(Firmato digitalmente)</p> | <u>Il Progettista:</u><br><br><p align="center"><b>Ing. Alessandro Frascari</b><br/>Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bologna, n. 7115A<br/>(Firmato digitalmente)</p> | <u>Il Responsabile Unico del Procedimento:</u><br><br><p align="center"><b>Ing. Fabrizio Maccari</b><br/>(Firmato digitalmente)</p> |
|---|--|---|

## INDICE

|          |   |           |
|----------|---|-----------|
| <b>1</b> | <b>INTRODUZIONE .....</b>   | <b>4</b>  |
| <b>2</b> | <b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>   | <b>5</b>  |
| 2.1      | Documenti del progetto di riferimento .....   | 5         |
| 2.2      | Elaborati grafici associati alla presente relazione tecnica.....  | 5         |
| 2.3      | Normative .....   | 6         |
| 2.3.1    | Norme relative al calcolo strutturale, geotecnico e sismico .....   | 6         |
| 2.3.2    | Norme relative ai materiali strutturali .....   | 7         |
| 2.3.3    | Norme relative alla resistenza al fuoco delle strutture.....  | 7         |
| 2.3.4    | Altre norme/direttive di carattere specifico .....  | 7         |
| 2.3.5    | Raccomandazioni e standard specifici per il calcolo geotecnico .....  | 8         |
| 2.4      | Riferimenti bibliografici .....   | 8         |
| 2.4.1    | RIFERIMENTI PER CALCOLO STRUTTURALE.....  | 8         |
| 2.4.2    | RIFERIMENTI PER CALCOLO SISMICO.....  | 8         |
| 2.4.3    | RIFERIMENTI PER CALCOLO GEOTECNICO.....   | 9         |
| <b>3</b> | <b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI.....</b>   | <b>10</b> |
| <b>4</b> | <b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....</b>  | <b>13</b> |
| 4.1      | Unità geotecniche.....  | 13        |
| 4.2      | Inquadramento idrogeologico.....  | 13        |
| 4.3      | Parametri geotecnici .....  | 15        |
| <b>5</b> | <b>DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO.....</b>  | <b>16</b> |
| 5.1      | Sezioni rappresentative della Stazione Rimesse .....  | 16        |
| <b>6</b> | <b>SCENARI DI RIFERIMENTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE, REQUISITI PRESTAZIONALI E CONDIZIONI DI CALCOLO .....</b> | <b>20</b> |
| 6.1      | Combinazioni di carichi e requisiti normativi.....  | 20        |
| 6.2      | Caratterizzazione delle strutture e condizioni sismiche .....   | 21        |
| 6.2.1    | Considerazioni generali .....   | 21        |
| 6.2.2    | Accelerazione massima al suolo .....  | 21        |
| 6.2.3    | Comportamento sismico.....  | 23        |
| 6.3      | Resistenza al fuoco .....   | 25        |
| 6.4      | Criteri di verifica .....   | 25        |
| 6.4.1    | Verifiche degli elementi strutturali di contenimento del terreno.....   | 25        |

|            |  |           |
|------------|--|-----------|
| 6.4.2      | Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) sezioni in c.a. ....  | 26        |
| 6.4.3      | Verifiche agli Stati Limite di Esercizio sezioni in c.a. ....  | 27        |
| 6.4.4      | Verifiche dei tiranti .....  | 27        |
| <b>7</b>   | <b>STAZIONE RIMESSE: ANALISI E VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DELLE OPERE DI SOSTEGNO .....</b> | <b>30</b> |
| <b>7.1</b> | <b>Modellazione di calcolo .....</b>   | <b>30</b> |
| <b>7.2</b> | <b>Definizione dei materiali nei modelli numerici .....</b>  | <b>33</b> |
| <b>7.3</b> | <b>Metodologia d'intervento e fasi operative .....</b>   | <b>35</b> |
| 7.3.1      | Sezione TIPO Ri1 .....   | 36        |
| 7.3.2      | Sezione TIPO Ri2 .....   | 40        |
| 7.3.3      | Sezione TIPO Ri3\Ri4 .....   | 43        |
| <b>7.4</b> | <b>Analisi dei carichi .....</b>   | <b>47</b> |
| 7.4.1      | Pesi propri e carichi permanenti portati .....   | 47        |
| 7.4.2      | Spinte delle terre, dell'acqua di falda e dei fabbricati .....                                       | 47        |
| 7.4.3      | Carichi mobili ed altri sovraccarichi variabili antropici .....                                      | 47        |
| 7.4.4      | Azioni sismiche .....  | 48        |
| 7.4.5      | Altre azioni .....   | 48        |
| <b>7.5</b> | <b>Sollecitazioni sugli elementi strutturali.....</b>  | <b>48</b> |
| 7.5.1      | Sollecitazioni micropali TIPO Ri1 .....  | 49        |
| 7.5.2      | Sollecitazioni micropali TIPO Ri2 .....  | 51        |
| 7.5.3      | Sollecitazioni pannelli TIPO Ri3\Ri4 .....   | 53        |
| <b>7.6</b> | <b>Verifiche degli elementi strutturali .....</b>  | <b>55</b> |
| 7.6.1      | Verifica della berlinese TIPO Ri1 .....  | 55        |
| 7.6.2      | Verifica della berlinese TIPO Ri2 .....  | 56        |
| 7.6.3      | Verifica pannelli TIPO Ri3/Ri4 .....   | 58        |
| <b>8</b>   | <b>STAZIONE RIMESSE: ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI DELLE STRUTTURE DI STAZIONE.....</b>            | <b>61</b> |
| <b>8.1</b> | <b>Modellazione di calcolo .....</b>   | <b>61</b> |
| <b>8.2</b> | <b>Metodologia d'intervento e fasi operative .....</b>   | <b>63</b> |
| <b>8.3</b> | <b>Analisi dei carichi .....</b>   | <b>64</b> |
| 8.3.1      | Pesi propri e permanenti portati .....   | 64        |
| 8.3.2      | Spinte delle terre e dell'acqua di falda .....   | 64        |
| 8.3.3      | Carichi mobili e altri sovraccarichi variabili antropici .....                                       | 65        |



|            |   |            |
|------------|---|------------|
| 8.3.4      | Azioni sismiche .....   | 68         |
| <b>8.4</b> | <b>Sollecitazioni sugli elementi strutturali.....</b>                                       | <b>69</b>  |
| 8.4.1      | Riepilogo delle Condizioni Elementari di carico (CCE) .....                                 | 69         |
| 8.4.2      | Combinazioni di carico .....  | 69         |
| 8.4.3      | Sollecitazioni ottenute dai diversi modelli di calcolo considerati .....                    | 69         |
| <b>8.5</b> | <b>Verifiche degli elementi strutturali .....</b>   | <b>74</b>  |
| <b>9</b>   | <b>STAZIONE RIMESSE: ANALISI E VERIFICHE PONTE VIA RIMESSE (SEZIONE TIPO RI4) ..</b>        | <b>90</b>  |
| <b>9.1</b> | <b>Modellazione di calcolo .....</b>  | <b>90</b>  |
| <b>9.2</b> | <b>Metodologia d'intervento e fasi operative .....</b>                                      | <b>95</b>  |
| <b>9.3</b> | <b>Analisi dei carichi .....</b>  | <b>96</b>  |
| 9.3.1      | Pesi propri e permanenti portati .....  | 96         |
| 9.3.2      | Ritiro e Viscosità (qsh,k) .....  | 97         |
| 9.3.3      | Precompressione (P) .....   | 97         |
| 9.3.4      | Spinte delle terre e dell'acqua di falda .....  | 100        |
| 9.3.5      | Carichi mobili e altri sovraccarichi variabili antropici .....                              | 102        |
| 9.3.6      | Carichi accidentali di varia natura.....  | 106        |
| 9.3.7      | Azioni sismiche .....   | 107        |
| <b>9.4</b> | <b>Sollecitazioni sugli elementi strutturali.....</b>                                       | <b>109</b> |
| 9.4.1      | Combinazioni di carico .....  | 109        |
| 9.4.2      | Sollecitazioni ottenute dai modelli di calcolo considerati.....                             | 112        |
| <b>9.5</b> | <b>Verifiche degli elementi strutturali .....</b>   | <b>116</b> |
| 9.5.1      | Verifiche elementi shell.....   | 116        |
| 9.5.2      | Verifiche trave prefabbricata.....  | 120        |
| <b>10</b>  | <b>ALLEGATO A – COMBINAZIONI DI CARICO NEL DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE INTERNE.....</b> | <b>128</b> |
| <b>11</b>  | <b>ALLEGATO B – COMBINAZIONI DI CARICO NEL DIMENSIONAMENTO DEL PONTE VIA RIMESSE.....</b>   | <b>129</b> |

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione è inquadrata nell'ambito dell'incarico di adeguamento della progettazione definitiva del completamento dell'interramento della Linea ferroviaria Bologna-Portomaggiore, volto all'eliminazione dei passaggi a livello nelle tratte urbane di Bologna tra Zanolini-Rimesse (Tratta 1) e Via Larga (Tratta 2).

La Tratta 1 (Zanolini-Rimesse) è compresa tra le progressive km 2+084,300 e km 3+328,107 della linea, e prevede la realizzazione del completamento della galleria di Zanolini, già realizzata, la predisposizione per la nuova fermata Libia e l'adeguamento dell'esistente Fermata Rimesse

La Tratta 2 (Via Larga) è compresa tra le progressive km 4+187,93 e km 5+169,95 in corrispondenza dei passaggi a livello di via Cellini e via Larga e consiste nell'abbassamento del binario esistente in corrispondenza della nuova fermata di via Larga e nel rimodellamento di via Scandellara, funzionale alla realizzazione di un parcheggio e di una nuova pista ciclo-pedonale.



**Figura 1: Ubicazione del sito in progetto su immagine satellitare GoogleEarth®.**

Scopo della presente relazione è illustrare la disamina della soluzione di Progetto Definitivo di riferimento in relazione al dimensionamento della Stazione Rimesse, i criteri progettuali adottati, le analisi numeriche e verifiche strutturali a supporto della validazione della stessa e delle modifiche introdotte nell'ambito dell'incarico assegnato alla RTP.

Nei capitoli che seguono, dopo un inquadramento generale delle opere, si riportano i criteri di verifica adottati ed i relativi tabulati di calcolo.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 DOCUMENTI DEL PROGETTO DI RIFERIMENTO

D0-L1-D-ST-OC-001 – Galleria San Vitale Rimesse – Relazione di Calcolo  
 D0-L1-D-ST-OS 001 – Galleria San Vitale Rimesse – Sezioni Tipo 1/2  
 D0-L1-D-ST-OS 002 – Galleria San Vitale Rimesse – Sezioni Tipo 2/2  
 D0 L1 D PG GE 001 – Galleria San Vitale Relazione Geologica-Geotecnica  
 D0 L1 D ST OC 016 – Predisposizione Fermata Libia - Pianta e Sezione longitudinale  
 D0 L1 D ST OC 017 – Predisposizione Fermata Libia - Scala 1 Pianta e Sezioni

### 2.2 ELABORATI GRAFICI ASSOCIATI ALLA PRESENTE RELAZIONE TECNICA

| <b>CARTELLA 2.5 – STUDI E INDAGINI - FABBRICATI ED ALTRE STRUTTURE IN INTERFERENZA</b> |                  |   |
|--|------------------|---|
| FER_BP_D   | T0_INT_GEN_R_001 | RELAZIONE TECNICA E SCHEDE DI RILIEVO STRUTTURE |

| <b>CARTELLA 4.2 – OPERE CIVILI: FERMATE - PROGETTO STRUTTURALE</b> |                  |   |
|--|------------------|---|
| FER_BP_D   | T1_STR_FRI_S_001 | FERMATA RIMESSE - CARPENTERIE - PIANTA PIANO BANCHINA E SEZIONE LONGITUDINALE |
| FER_BP_D   | T1_STR_FRI_S_002 | FERMATA VIA RIMESSE - CARPENTERIE - SEZIONI TRASVERSALI 1/2                   |
| FER_BP_D   | T1_STR_FRI_S_003 | FERMATA VIA RIMESSE - CARPENTERIE - SEZIONI TRASVERSALI 2/2                   |
| FER_BP_D   | T1_STR_FRI_S_004 | FERMATA VIA RIMESSE - CARPENTERIE - ACCESSO 1                                 |
| FER_BP_D   | T1_STR_FRI_S_005 | FERMATA VIA RIMESSE - CARPENTERIE - ACCESSO 2                                 |
| FER_BP_D   | T1_STR_FRI_S_006 | FERMATA VIA RIMESSE - CARPENTERIE - ACCESSO 3                                 |
| FER_BP_D   | T1_STR_FRI_S_007 | FERMATA VIA RIMESSE - FASI COSTRUTTIVE  |

| <b>CARTELLA 6.1 – OPERE DI PRESIDIO E MONITORAGGI</b> |                  |  |
|---|------------------|--|
| FER_BP_D  | T0_MOP_GEN_R_001 | ANALISI SUBSIDENZE E IMPATTI SU FABBRICATI E MANUFATTI - RELAZIONE TECNICA |
| FER_BP_D  | T0_MOP_GEN_R_002 | SISTEMA DI MONITORAGGIO - RELAZIONE TECNICA                                |
| FER_BP_D  | T0_MOP_GEN_S_001 | TIPOLOGIE DI MONITORAGGIO DEGLI EDIFICI                                    |
| FER_BP_D  | T1_MOP_FRI_S_001 | INTERVENTI DI MONITORAGGIO OPERE DI SOSTEGNO - FERMATA VIA RIMESSE         |

## 2.3 NORMATIVE

Gli studi esposti nella presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore.

### 2.3.1 Norme relative al calcolo strutturale, geotecnico e sismico

- D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni";
- C.M. 21 febbraio 2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Gazzetta ufficiale 11/02/2019 n. 35)";

#### Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale

- UNI EN 1990:2006 "Criteri generali di progettazione strutturale";

#### Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

- UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco
- UNI EN 1991-1-3:2015 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
- UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
- UNI EN 1991-1-7:2014 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

#### Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

#### Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

- UNI EN 1993-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-5:2017 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica
- UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio
- UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole

#### Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

- UNI EN 1997-1:2013 Parte 1: Regole generali
- UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

#### Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

- UNI EN 1998-1:2016 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2011 Parte 2: Ponti
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici



### 2.3.2 Norme relative ai materiali strutturali

- UNI EN 206-1:2016 «Calcestruzzo, Parte 1 Specificazione, prestazione, produzione e conformità»;
- UNI 11104:2017 «Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della UNI EN 206-1»;
- UNI EN 197-1-2011 «Cemento: Parte 1 - Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni»;
- UNI EN 10025-1:2005 «Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali», Parte 1 «Condizioni tecniche generali di fornitura»;
- UNI EN 10025-2:2005 «Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali», Parte 2 «Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali».

### 2.3.3 Norme relative alla resistenza al fuoco delle strutture

- UNI EN 1992-1-2:2019 «Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio».
- UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI 9503:2007 «Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di acciaio».
- D.M. del 16 febbraio 2007 «Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione».

### 2.3.4 Altre norme/direttive di carattere specifico

- D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" e successive istruzioni (superato dalla normativa DM17/1/2018 e circolare esplicativa);
- Legge Quadro in materia di Lavori Pubblici 11 febbraio 1994 n. 109 e s.m.i.;
- D.P.R. 21 dicembre 1999 n. 554 "Regolamento di Attuazione della legge quadro in materia di Lavori Pubblici 11 febbraio 1994 n. 109 e s.m.i.";
- Legge 21 dicembre 2001, n. 443 "Delega al Governo in materia di infrastrutture ed insediamenti produttivi strategici ed altri interventi per il rilancio delle attività produttive" pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 299 del 27 dicembre 2001, Suppl. Ordinario n.279;
- Dlgs 190/2002 - "Attuazione della legge 21 dicembre 2001, n. 443, per la realizzazione delle infrastrutture e degli insediamenti produttivi strategici e di interesse nazionale" pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 199 del 26 agosto 2002 – Supplemento Ordinario n. 174;
- C.M.L.P. n. 2535 e applicazione delle norme 25/11/1962 n. 1684, legge 2 febbraio 1974 n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- O.P.C.M. n. 2788 (12/06/1998) "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale";
- O.P.C.M. n. 3274 (20/03/2003) "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";

- D.L. 5 Febbraio 1997, N.22 – Attuazione delle direttive 91/156/CEE sui rifiuti, 91/689/CEE sui rifiuti pericolosi e 94/62/CE sugli imballaggi e sui rifiuti di imballaggio. (G.U. 15-2-1997, n.38-suppl) modificato ed integrato ai sensi del D.L. 8 Novembre 1997, N.389 (G.U. 8-11-1997, n.261);
- D. L. 5 Febbraio 1998 – Individuazione dei rifiuti non pericolosi sottoposti alle procedure semplificate di recupero ai sensi degli artt.31 e 33 del decreto legislativo 5 febbraio 1997, n.22 (G.U. 16-4-1998, n.88 – suppl.).
- Manuale RFI di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II - SEZIONI 2 - PONTI e STRUTTURE (RFI DTC\_SI\_PS\_MA\_IFS\_001\_C)

### 2.3.5 Raccomandazioni e standard specifici per il calcolo geotecnico

- AGI giugno 1975 «Raccomandazioni nella programmazione delle indagini geotecniche».
- Raccomandazioni AICAP maggio 1993 «Ancoraggi nei terreni e nelle rocce».
- Reccomandations T.A. 95 Comité Français de la Mécanique des Sol et des Travaux de Fondations «Tirants d'ancrage – Reccomandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle».
- AGI dicembre 1984 «Raccomandazioni sui pali di fondazione».
- EN 12715 «Execution of special geotechnical works - grouting».
- EN 12716 «Execution of special geotechnical works – jet grouting».
- Raccomandazioni AFTES
- ACI Standard ACI/89 «Building code requirements for reinforced concrete».

## 2.4 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

### 2.4.1 RIFERIMENTI PER CALCOLO STRUTTURALE

- A.I.C.A.P. [2006] - "Guida all'uso dell'Eurocodice 2"
- ANTONIO MIGLIACCI, FRANCO MOLA [2003] - "Progetto agli stati limite delle strutture in c.a."
- CSI COMPUTER & STRUCTURE [2017] - "SAP 2000 user's manual"
- ERASMO VIOLA [1992] - "Scienza delle costruzioni"
- LUIGI SANTARELLA [1998] - "Il cemento armato: la tecnica e la statica"
- O. BELLUZZI [1996] - "Scienza delle costruzioni"
- PAOLO RUGALI [2008] - "Calcolo di strutture in acciaio; guida all'Eurocodice 3"
- P. POZZATI, C. CECCOLI [2000] - "Teoria e tecnica delle strutture"
- FIB, [2013] - "FIB MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES 2010"
- FIB [2011] - "Design examples for strut-and-tie models (bulletin n°61)"
- JRC, ECCS [2007] - "Commentary and worked examples to EN 1993-1-5"
- G. BALLIO, F. MAZZOLANI [2015] - "Strutture in acciaio"

### 2.4.2 RIFERIMENTI PER CALCOLO SISMICO

- ANDRE' PREUMONT, KAZUTO SETO [2008] - "Active control of structures"

- AMR S. ELNASHI, LUIGI DI SARNO [2008] - "Fundamental of earthquake engineering"
- C. CASAROTTI, R. PINHO, G.M. CALVI [2006] - "Adaptive pushover-based methods for seismic assessment and design of bridge structure"
- C.G. LAI, S. FOTI, M. ROTA [2009] – "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti in costruzione"
- ERASMO VIOLA [2001] - "Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture"
- IUSS PRESS, rivista quadrimestrale - "Progettazione sismica"
- M.J.N. PRIESTLEY, G.M. CALVI, M.J. KOWLASKY [2007] - "Displacement-based seismic design of structures"
- P.E. PINTO, R. GIANNINI, P. FRANCHIN [2004] - "seismic reliability analysis of structures"

### 2.4.3 RIFERIMENTI PER CALCOLO GEOTECNICO

- ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- BOWLES J.E. [1991] - "Fondazioni – Progetto e Analisi" - Editore McGraw-Hill
- CARLO CESTELLI GUIDI [1987] - "Geotecnica e tecnica delle fondazioni"
- LANCELLOTTA R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Con riferimento ai materiali utilizzati nell'ambito del progetto, si riportano nel seguito le principali caratteristiche utilizzate nel dimensionamento strutturale.

- **Calcestruzzo**

#### Conglomerato cementizio magro

|                        |        |
|------------------------|--------|
| Classe di resistenza:  | C12/15 |
| Classe di esposizione: | X0     |
| Classe di consistenza: | —      |

#### Conglomerato cementizio per diaframmi, micropali e travi di coronamento

|                                       |                             |
|---------------------------------------|-----------------------------|
| Classe di resistenza:                 | C25/30                      |
| Modulo di deformazione:               | $E_c = 31476 \text{ MPa}$   |
| Resistenza caratteristica cubica:     | $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$   |
| Resistenza caratteristica cilindrica: | $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$   |
| Peso per unità di volume:             | $\gamma = 25 \text{ KN/mc}$ |
| Classe di esposizione:                | XC2                         |
| Classe di consistenza:                | S4                          |

#### Conglomerato cementizio getti di completamento e opere interne

|                                       |                             |
|---------------------------------------|-----------------------------|
| Classe di resistenza:                 | C32/40                      |
| Modulo di deformazione:               | $E_c = 33345 \text{ MPa}$   |
| Resistenza caratteristica cubica:     | $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$   |
| Resistenza caratteristica cilindrica: | $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$   |
| Peso per unità di volume:             | $\gamma = 25 \text{ KN/mc}$ |
| Classe di esposizione:                | XC2                         |
| Classe di consistenza:                | S4                          |

#### Conglomerato cementizio soletta, cordoli e getti di completamento ponte via Rimesse

|                                       |                             |
|---------------------------------------|-----------------------------|
| Classe di resistenza:                 | C35/45                      |
| Modulo di deformazione:               | $E_c = 34077 \text{ MPa}$   |
| Resistenza caratteristica cubica:     | $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$   |
| Resistenza caratteristica cilindrica: | $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$   |
| Peso per unità di volume:             | $\gamma = 25 \text{ KN/mc}$ |
| Classe di esposizione:                | XC4 + XD3 + XF4             |
| Classe di consistenza:                | S4                          |



### Conglomerato cementizio travi in c.a.p.

|                                       |                             |
|---------------------------------------|-----------------------------|
| Classe di resistenza:                 | C45/55                      |
| Modulo di deformazione:               | $E_c = 36283 \text{ MPa}$   |
| Resistenza caratteristica cubica:     | $R_{ck} = 55 \text{ MPa}$   |
| Resistenza caratteristica cilindrica: | $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$   |
| Peso per unità di volume:             | $\gamma = 25 \text{ KN/mc}$ |
| Classe di esposizione:                | XC4                         |
| Classe di consistenza:                | S4                          |

- **Copriferro**

I valori riportati per i copriferri sono comprensivi della tolleranza  $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$  e rappresentano la distanza minima tra la superficie esterna dell'armatura più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo. Sono valori minimi da adottarsi salvo ove diversamente indicato, nel rispetto dei requisiti prestazionali in termini di resistenza al fuoco (punto 6.3)

|   |                          |
|---|--------------------------|
| Diaframmi   | $c = 8,0 \text{ cm}$     |
| Trave di coronamento                                    | $c = 4,5 \text{ cm}$     |
| Getti di completamento e strutture interne              | $c = 4,5 \text{ cm}$     |
| Soletta, cordoli e getti di completamento ponte Rimesse | $c = 4,5 \text{ cm} (*)$ |
| Travi in c.a.p.   | $c = 4,5 \text{ cm}$     |

(\*) per i getti di completamento del ponte Rimesse, visti gli spessori ridotti in gioco, si prescrive che sia utilizzato un dispositivo di misurazione del copriferro molto accurato tale per cui possa essere assunta una tolleranza  $\Delta c_{dev} = 0 \text{ mm}$ , in accordo al § 4.4.1.3 (3) di EN 1992-1-1.

- **Acciaio di armatura**

|  |                              |
|--|------------------------------|
| Tipo:                                    | B450C                        |
| Modulo di deformazione:                  | $E_c = 210000 \text{ MPa}$   |
| Resistenza a snervamento caratteristica: | $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$   |
| Resistenza a snervamento di progetto:    | $f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$ |
| Peso per unità di volume:                | $\gamma = 75 \text{ KN/mc}$  |

- **Acciaio per trefoli 0,6"**

|  |                                |
|--|--------------------------------|
| Tipo:                                    | Acciaio armonico               |
| Modulo di deformazione:                  | $E_c = 195000 \text{ MPa}$     |
| Resistenza a rottura caratteristica:     | $f_{ptk} = 1860 \text{ MPa}$   |
| Resistenza a snervamento caratteristica: | $f_{p(1)k} = 1670 \text{ MPa}$ |
| Peso per unità di volume:                | $\gamma = 75 \text{ KN/mc}$    |

- **Acciaio per profilati e armatura micropali**

|   |                            |
|---|----------------------------|
| Tipo:                                   | S355                       |
| Tensione caratteristica di snervamento: | $f_{yk} = 355 \text{MPa}$  |
| Resistenza a snervamento di progetto:   | $f_{yd} = 338 \text{MPa}$  |
| Peso per unità di volume:               | $\gamma = 75 \text{KN/mc}$ |

- **Impermeabilizzazione**

Teli in PVC per impermeabilizzazione

|                              |          |
|------------------------------|----------|
| Spessore:                    | 2±0.5mm  |
| Peso specifico:              | 1.3g/cmq |
| Resistenza a trazione media: | 15MPa    |

Tessuto non tessuto

|                              |                              |
|------------------------------|------------------------------|
| Massa unitaria:              | 500g/mq                      |
| Spessore:                    | a 2kPa 3.8mm, a 200kPa 1.8mm |
| Resistenza a punzonamento:   | 5.0kN                        |
| Resistenza a trazione media: | 45kN/m                       |

Cordolino bentonitico

|                                      |                            |
|--------------------------------------|----------------------------|
| Dimensione:                          | 20x25mm                    |
| Espansione a contatto con acqua:     | 6 volte il volume iniziale |
| Pressione di rigonfiamento dopo 48h: | >600kPa                    |

## 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Per la caratterizzazione geotecnica del sito nel quale insiste l'opera in progetto si è fatto riferimento.

### 4.1 UNITÀ GEOTECNICHE

I dati acquisiti dai sondaggi eseguiti nell'area e dai lavori eseguiti in aree limitrofe permettono una ricostruzione stratigrafica di massima dell'area in oggetto (per una ricostruzione stratigrafica di dettaglio si vedano gli elaborati dedicati).

Il modello stratigrafico del terreno è stato spinto fino ad una profondità di – 30.0 m dal p.c.

Segue la "stratigrafia tipo" dell'area in corrispondenza del sottosuolo compreso fra Via Fabbri e Via Bentivoglio:

- 0.0\_1.0/1.2 - Terreno di riporto costituito da ghiaie e sabbie in matrice limosa. Sottofondo stradale
- 1.0/1.2\_4.0/4.5 - Sabbia fine limosa, poco addensata, nocciola.
- Da –3.0 m sabbia media moderatamente addensata.
- 4.0/4.5\_14.0 - Ghiaia grossa con ciottoli in matrice di sabbia grossa nocciola. Molto addensata.
- 14.0\_20.0 - Alternarsi di livelli limosi e limo-sabbiosi e di argille limose.
- Dopo i 19/20 m si ha una sedimentazione più sabbiosa.

Più in generale nell'area della Galleria S. Vitale il tetto del livello ghiaioso ha una profondità variabile fra i –6.0 dal p.c. di Via Palmieri e i –3.0 m dal p.c. di Via dal Ferro.

Lo spessore del livello ghiaioso passa dai 7.0 m di Via Palmieri ai 13 m di Via dal Ferro. Localmente il livello ghiaioso può contenere lenti talvolta spesse alcuni metri di limi sabbiosi e sabbie (Via Palmieri) e di limi e limi con argille (Via Libia–Via dal Ferro). Al di sotto del livello ghiaioso si ha di nuovo una sedimentazione più fine (prima terreni limosi e quindi sabbiosi).

L'analisi geotecnica ha evidenziato come la tratta di interesse è caratterizzata da due unità geotecniche definite nel proseguo:

- litotipo **A** = Ghiaie e Sabbie
- litotipo **B** = Limi e Argille

### 4.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

L'intervento in progetto si situa nell'ambito di conoide alluvionale del torrente *Sàvena*, nel più superficiale complesso acquifero denominato *A1*. Nella Tabella 1 sono riassunte le misure di profondità della falda (m da p.c.) effettuate nel piezometro *S1* posizionato in corrispondenza della galleria. A parte la prima misura in fase di perforazione, la profondità della falda risulta sempre inferiore a 28,80 m dal piano campagna.

**Tabella 1: Misure piezometriche lungo la linea**

| Sondaggio/<br>Piezometro | Durante la<br>perforazione | 31/10/<br>2003 | 16/12/<br>2003 | 19/12/<br>2004 | 15/03/<br>2004 | 15/06/<br>2004 | 12/10/<br>2004 | 10/01<br>2005 |
|--------------------------|----------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|---------------|
| S1 (v. Bentivogli)       | 12,2                       | 28,8           | 29,03          | 28,95          | 29,90          | >30            | >30            | >30           |

Si distinguono due unità idrogeologiche, alle quali si attribuiscono permeabilità medie per i limi e argille più o meno sabbiosi e permeabilità media per le ghiaie e sabbie in matrice sabbiosa e limosa. La tabella seguente indica i parametri idrodinamici di riferimento.

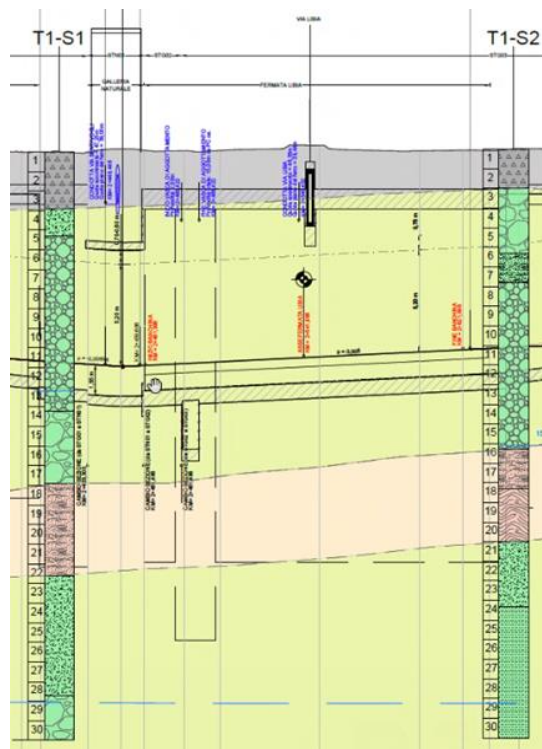
**Tabella 2: Permeabilità dei terreni interessati dalle opere in progetto**

| Unità               | Classe                        | Cond. Idraulica orizzontale ( $K_h$ )<br><br>(m/s) | Porosità efficace<br><br>% | Rapporto tra permeabilità verticale e orizzontale ( $K_v/K_h$ )<br><br>(-) |
|---------------------|-------------------------------|--|----------------------------|--|
| A - Limi e argille  | K1 - permeabilità molto bassa | 1E-07 ÷ 1E-09*                                     | 5 ÷ 8***                   | 1***   |
| B - Ghiaie e sabbie | K3 - permeabilità media       | 1E-05 ÷ 1E-06**                                    | 23 ÷ 25***                 | 0.1 ÷ 0.01***  |

Note: \*: misurato in laboratorio e mediante prove Lefranc PE autostrada A14; \*\*: misurato mediante prove Lefranc PE autostrada A14; \*\*\*: stimato da letteratura.

Per quanto riguarda il grado di aggressività dell'acqua sotterranea sul calcestruzzo, è stata condotta una verifica secondo i criteri indicati dalla Norma UNI-EN 206-1. Non si evidenzia pertanto un rischio di aggressività delle acque di falda nei confronti dei calcestruzzi.

Come si evince dai dati del monitoraggio lungo la linea, la falda a superficie libera SUP4 nella Tratta 1 si trova ad una profondità di circa 30 m dal p.c., circa 7 m al di sotto della quota più bassa raggiunta dalle paratie laterali propedeutiche allo scavo in progetto (Figura 2).



**Figura 2: Tratta tra i sondaggi T1-S1 T1-S2**

Pertanto, si ritiene accettabile il rischio di interferenza della falda con l'opera in progetto e il rischio di un eventuale "effetto-diga" dell'opera stessa.

Ciononostante, sono stati previsti nuovi piezometri, ubicati nelle immediate vicinanze delle paratie a monte e a valle idrogeologica, al fine di verificare queste assunzioni in fase *ante-operam*.

In funzione degli esiti del monitoraggio idrogeologico, quale ulteriore misura di mitigazione del rischio "effetto-diga", si rimanda alla successiva fase progettuale la valutazione della necessità di realizzare discontinuità strutturali nella parte basale dei diaframmi.

Nella configurazione geometrica più critica lungo il tracciato (Tratta tra i sondaggi T1-S1 T1-S2) si propone la realizzazione di una apertura tra pannelli contigui dei diaframmi di circa 50cm ogni 10m, in funzione delle caratteristiche geometriche dei pannelli e in modo tale da non inficiare le capacità strutturali delle opere in progetto.

Per le profondità rilevate **si considera assente la falda** ai fini del dimensionamento delle opere oggetto di questa relazione.

### 4.3 PARAMETRI GEOTECNICI

L'assetto litostratigrafico del terreno è caratterizzato dalla presenza di sequenze ghiaioso-sabbiose, alternate a strati limoso-argillosi.

**Tabella 3 Parametri geotecnici di calcolo**

| Unità geotecniche |   | Peso di volume del terreno | Coesione  |                                    | Angolo di resistenza al taglio | Modulo di elasticità               | Modulo edometrico (drenato)      | Modulo di elasticità non drenato |
|-------------------|---|----------------------------|-----------|------------------------------------|--------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
|                   |   |                            | $c'$      | $C_u$                              |                                |                                    |                                  |                                  |
|                   |   |                            | $\phi'$   | $E'$                               |                                |                                    |                                  |                                  |
|                   |   | [kN/m <sup>3</sup> ]       | [kPa]     | [kPa]                              | [°]                            | [MPa]                              | [MPa]                            | [MPa]                            |
| Ghiaie e sabbie   | A | 19-21 (20)                 | 0         | 0                                  | 38-42 (38)                     | 35-50<br>(varia con la profondità) | -                                | -                                |
| Limi e argille    | B | 18-20 (19)                 | 6-15 (10) | 50-80<br>(varia con la profondità) | 21-34 (25)                     | -                                  | 3-5<br>(varia con la profondità) | 3-7<br>(varia con la profondità) |

## 5 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO

### 5.1 SEZIONI RAPPRESENTATIVE DELLA STAZIONE RIMESSE

La fermata Rimesse è localizzata tra via Rimesse ed il cavalcaferrovia della linea Bologna-Firenze (RFI).

Le caratteristiche dimensionali della fermata sono le seguenti:

- Superficie occupata dalla fermata: 1.860 mq
- Marciapiede di fermata: lunghezza = 160m  
larghezza = 3.80m
- Area tecnica: 38 mq

La fermata è completamente in trincea ad una profondità media di circa 4.00 m dal piano strada. È dotata di tre accessi, uno sul cavalcaferrovia su via Rimesse, e due all'interno del parco confinante con via Massarenti.

Sul marciapiede è localizzato un corpo di locali tecnici che include:

- Locale Q.E. = 18 mq
- Telecomunicazione = 18 mq
- Locale contatore = 3 mq

La larghezza minima del marciapiede senza ostacoli soddisfa i requisiti minimi richiesti dalle STI, per le quali deve essere pari alla larghezza dell'area di pericolo più la larghezza di due fasce di transito larghe 80 cm (160 cm).

Questo regolamento viene applicato alla configurazione di marciapiede  $h = 550\text{cm}$  richiesta da RFI per velocità di materiale rotabile fino a 150km/h.

Larghezza minima banchina =  $0,6875\text{m} + 1.6\text{m} = \text{circa } 2.3\text{m}$

Analogamente vengono rispettati tutti i requisiti imposti per garantire l'accessibilità alle persone con ridotta mobilità.

| Lunghezza degli ostacoli (misurata parallelamente al bordo del marciapiede) | Distanza minima dalla zona di pericolo |
|---|--|
| < 1 m (nota 1) — piccolo ostacolo   | 80 cm                                  |
| da 1 m a < 10 m — grande ostacolo   | 120 cm                                 |

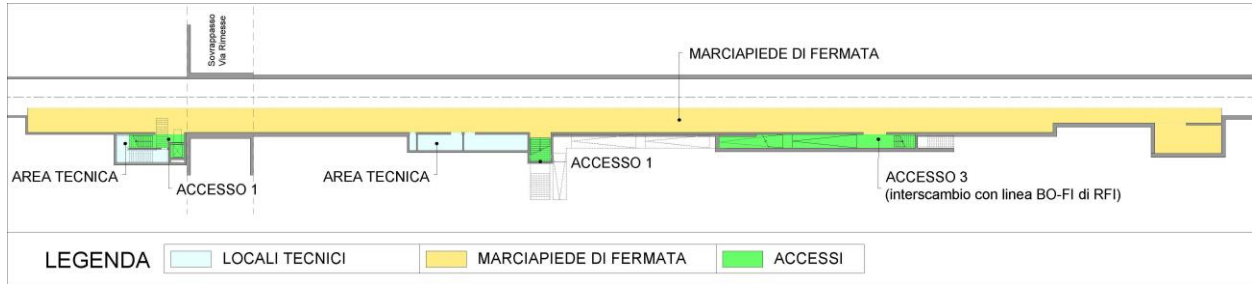
*Nota 1:* se la distanza tra due piccoli ostacoli è inferiore a 2,4 m, misurata parallelamente al bordo del marciapiede, essi devono essere considerati come un grande ostacolo.

*Nota 2:* all'interno di questa distanza minima da un grande ostacolo all'area di pericolo sono consentiti piccoli ostacoli supplementari, a condizione che siano rispettati i requisiti per i piccoli ostacoli (distanza minima dall'area di pericolo e distanza minima dal piccolo ostacolo successivo).

**Figura 3: Distanza minima degli ostacoli fissi, dall'area di pericolo – STI 1300/2014**



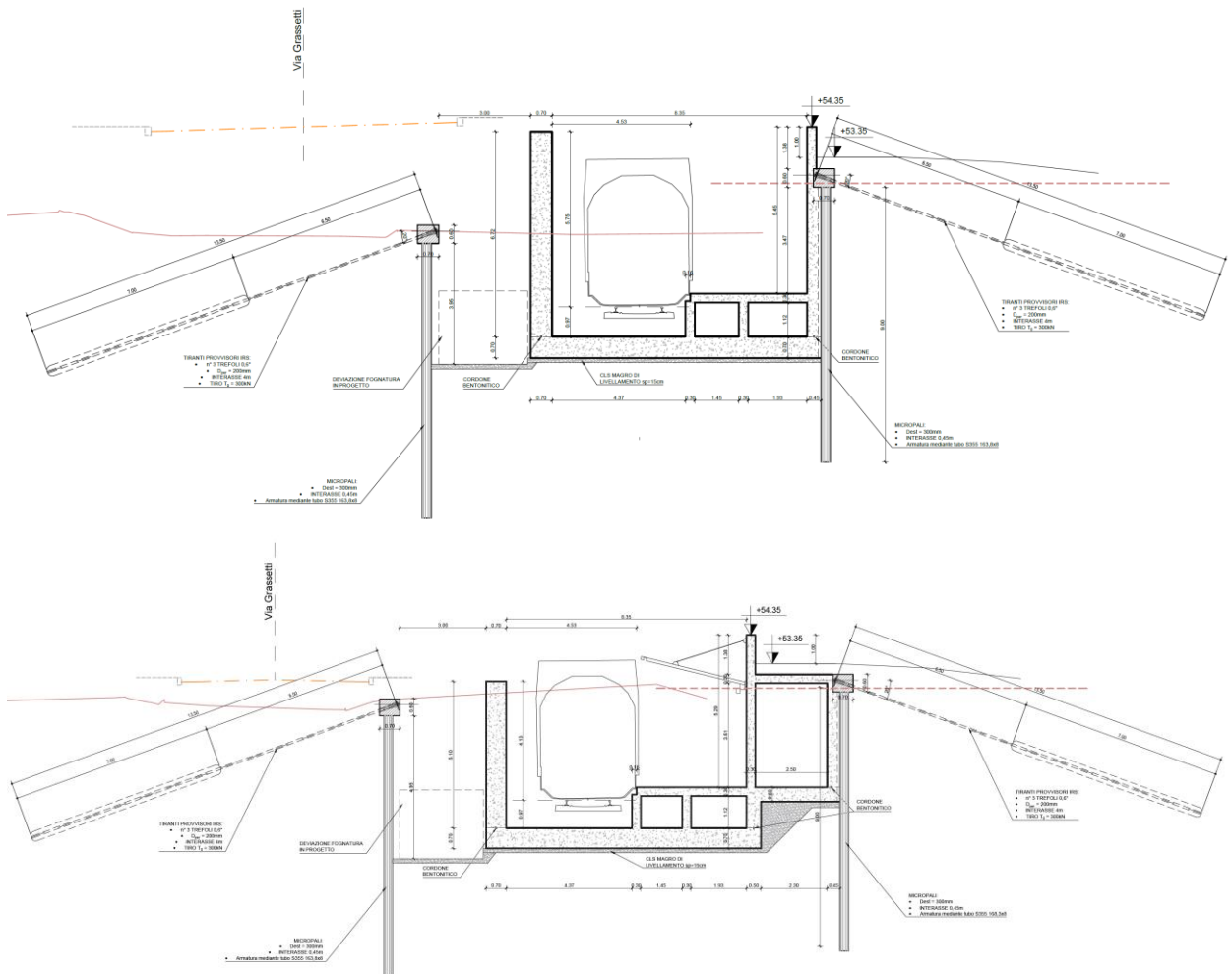
I collegamenti tra piano campagna e fermata interrata sono tre.



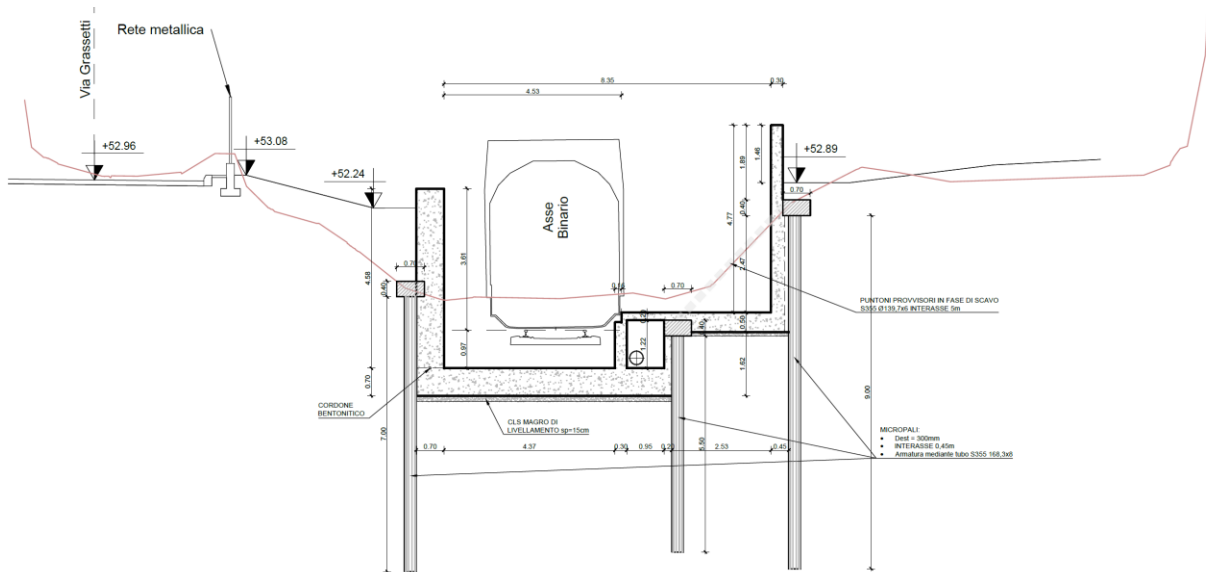
**Figura 4: Elementi funzionali**

Da un punto di vista strutturale, il corpo di stazione è costituito in prevalenza da una struttura ad U in c.a. gettata in opera realizzata all'interno di un sistema di micropali tirantati provvisori con altezza di scavo massima è pari a circa 5,5 m dal piano campagna attuale.

La nuova soluzione progettuale prevede l'adozione della metodologia di scavo "bottom-up".



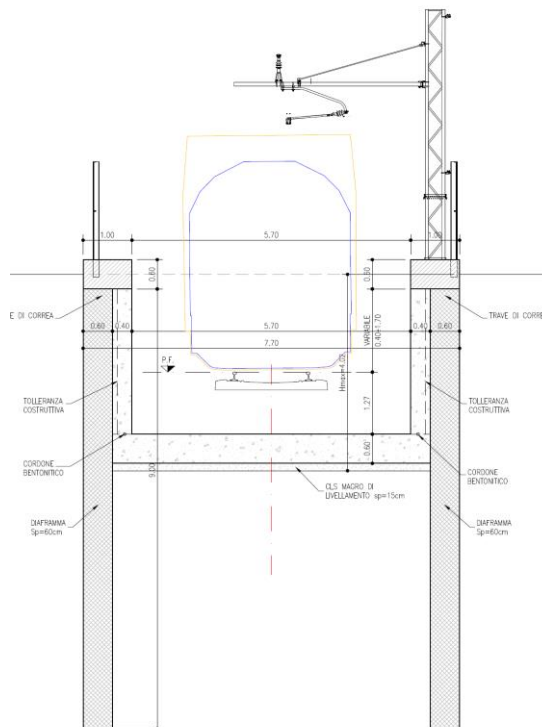
**Figura 5: Scavo con micropali tirantati – sezione TIPO Ri1**



**Figura 6: Scavo con micropali puntonati\liberi- sezione TIPO Ri2**

Eccezioni a quanto sopra descritto sono:

- il primo tratto di stazione, caratterizzato da una sezione aperta con diaframmi di sostegno di spessore 60 cm e lunghezza 9 m; il fondo scavo si trova a una distanza massima di  $\approx 4$ m da piano campagna. La configurazione finale (in esercizio) della sezione prevede la realizzazione di una soletta di fondo sp.60cm in continuità con fodere interne in c.a. gettate in opera, dello spessore effettivo di 30 cm.



**Figura 7: Scavo con diaframmi – sezione TIPO Ri3**

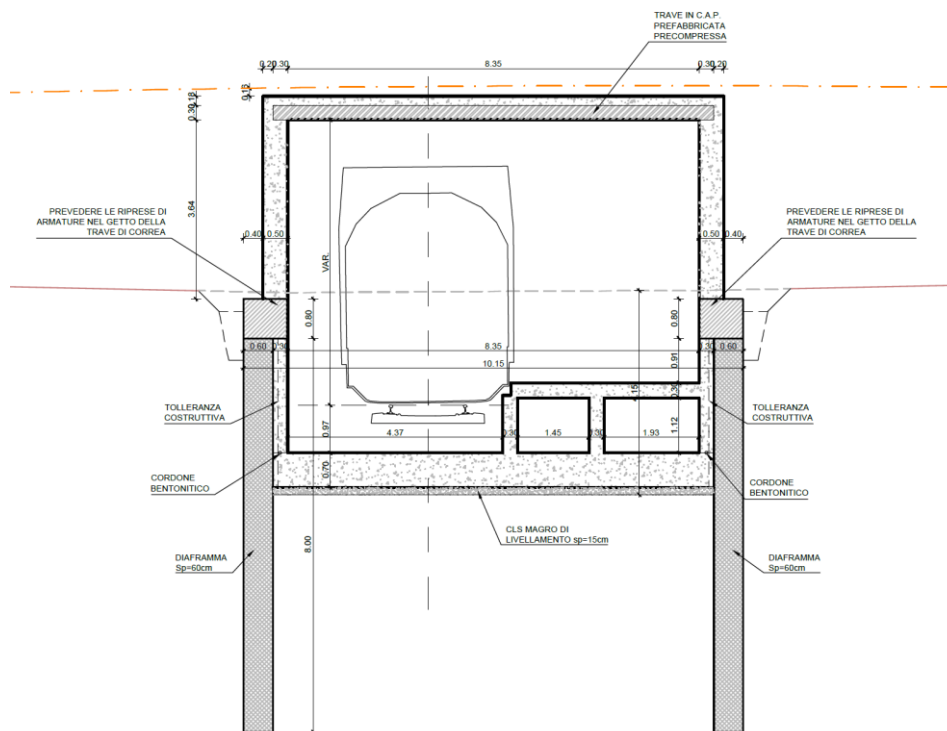


b) il tratto di sottopasso di via Rimesse, caratterizzato da una sezione chiusa (Galleria Artificiale).

La fase di scavo è realizzata tramite diaframmi di sostegno di spessore 60 cm e lunghezza 8 m il fondo scavo si trova a una distanza massima di  $\approx 4\text{m}$  da piano campagna.

La configurazione finale (in esercizio) della sezione prevede la realizzazione di una soletta di fondo sp.70cm in continuità con fodere interne in c.a. gettate in opera, dello spessore effettivo di 20 cm; al di sopra della correa vengono gettati in opera le pareti di contenimento del rilevato di progetto di spessore 50 cm.

La soletta di copertura è realizzata con travi prefabbricate precomprese di sezione rettangolare 72cmx30cm e lunghezza di calcolo  $L=8.7\text{m}$ , solidarizzate alle pareti mediante un getto di completamento di spessore minimo 18 cm.



**Figura 8: Scavo con diaframmi – sezione TIPO Ri4**

## 6 SCENARI DI RIFERIMENTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE, REQUISITI PRESTAZIONALI E CONDIZIONI DI CALCOLO

### 6.1 COMBINAZIONI DI CARICHI E REQUISITI NORMATIVI

Le verifiche sono state condotte in accordo alle D.M. 17/01/2018 (NTC2018), con riferimento allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Esercizio (SLE). Le strutture sono state verificate nelle seguenti combinazioni:

- Combinazione SLU-STR (A<sub>1</sub>+M<sub>1</sub>+R<sub>1</sub>)
- Combinazione SLU-GEO (A<sub>2</sub>+M<sub>2</sub>+R<sub>1</sub>)
- Combinazione SLU-STR (Sismica STR)

In particolare, per il dimensionamento strutturale si è utilizzato l'Approccio 1 combinazione 1 (DA1-C1), mentre per le verifiche geotecniche si è utilizzato l'Approccio 1 combinazione 2 (DA1-C2). Si riportano di seguito i principali riferimenti normativi (da NTC2018).

**Tabella 4 Coefficienti amplificativi dei carichi secondo NTC2018**

| CARICHI                                   | EFFETTO     | Coefficiente Parziale<br>$\gamma_F$ (o $\gamma_E$ ) | EQU | (A1)<br>STR | (A2)<br>GEO |
|---|-------------|---|-----|-------------|-------------|
| Permanenti                                | Favorevole  | $\gamma_{G1}$                                       | 0,9 | 1,0         | 1,0         |
|   | Sfavorevole |   | 1,1 | 1,3         | 1,0         |
| Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup> | Favorevole  | $\gamma_{G2}$                                       | 0,0 | 0,0         | 0,0         |
|   | Sfavorevole |   | 1,5 | 1,5         | 1,3         |
| Variabili                                 | Favorevole  | $\gamma_{Qi}$                                       | 0,0 | 0,0         | 0,0         |
|   | Sfavorevole |   | 1,5 | 1,5         | 1,3         |

**Tabella 5 Coefficienti riduttivi dei parametri di resistenza del terreno secondo NTC2018**

| PARAMETRO   | GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE | COEFFICIENTE PARZIALE<br>$\gamma_M$ | (M1) | (M2) |
|---|---|-------------------------------------|------|------|
| <i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i> | $\tan \phi'_k$  | $\gamma_{\phi'}$                    | 1,0  | 1,25 |
| <i>Coazione efficace</i>                            | $c'_k$  | $\gamma_c$                          | 1,0  | 1,25 |
| <i>Resistenza non drenata</i>                       | $c_{uk}$  | $\gamma_{cu}$                       | 1,0  | 1,4  |
| <i>Peso dell'unità di volume</i>                    | $\gamma$  | $\gamma_r$                          | 1,0  | 1,0  |

**Tabella 6 Coefficienti riduttivi della resistenza globale del sistema secondo NTC2018**

| VERIFICA                           | COEFFICIENTE PARZIALE (R1) | COEFFICIENTE PARZIALE (R2) | COEFFICIENTE PARZIALE (R3) |
|------------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Capacità portante della fondazione | $\gamma_R = 1,0$           | $\gamma_R = 1,0$           | $\gamma_R = 1,4$           |
| Scorrimento                        | $\gamma_R = 1,0$           | $\gamma_R = 1,0$           | $\gamma_R = 1,1$           |
| Resistenza del terreno a valle     | $\gamma_R = 1,0$           | $\gamma_R = 1,0$           | $\gamma_R = 1,4$           |

## 6.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE STRUTTURE E CONDIZIONI SISMICHE

### 6.2.1 Considerazioni generali

Secondo quanto prescritto dalle NTC2018, ai fini delle verifiche di sicurezza delle strutture devono essere definiti i seguenti parametri:

- Vita nominale dell'opera: intesa come il numero di anni nei quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è stata destinata senza necessita di manutenzioni.

Per l'opera oggetto del presente elaborato si considera una vita nominale di  $\rightarrow V_N \geq 100 \text{ anni}$

- Classe d'uso: in presenza di azioni sismiche, in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.

Nel caso in esame si fa riferimento alla classe d'uso IV (coefficiente  $C_U = 2$ );

- Periodo di riferimento per l'azione sismica: viene definito come il prodotto tra la vita nominale ed il coefficiente d'uso.

Per il caso in esame il periodo di riferimento è  $\rightarrow V_R = V_N \cdot C_U = 200 \text{ anni}$

La pericolosità sismica si definisce, nel caso oggetto di studio, in termini di accelerazione massima attesa in condizioni di campo libero  $a_g$ , su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale, in considerazione di prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  sopradefinito.

Il valore di progetto dell'accelerazione  $a_g$  viene definito in funzione della "probabilità di superamento" in un dato "tempo di ritorno"  $T_R$ . Tali grandezze sono correlate tra loro dalla relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

Si farà riferimento, nel seguito, alle condizioni sismiche relative allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

L'azione così definita viene applicata alla struttura in esercizio; in accordo al § 2.4.1 di DM 17/01/2018 poiché la fase di costruzione ha durata inferiore a 2 anni, saranno omesse le verifiche sismiche durante la fase di realizzazione dell'opera.

### 6.2.2 Accelerazione massima al suolo

A partire dalla posizione dell'opera sul territorio nazionale è possibile definire l'azione sismica di progetto. Il DM 17/01/2018 infatti non si basa sulla classificazione sismica del territorio ma definisce i parametri necessari direttamente per il sito in esame, utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento definito dall'INGV.

Il sito sul quale insiste l'opera oggetto del presente elaborato si trova all'interno delle aree di competenza del comune di Bologna.

I valori al sito sono ottenuti interpolando i parametri spettrali ( $a_g, F_0, T^*_c$ ) dei quattro nodi più prossimi al sito stesso.

Per l'elaborazione dei parametri si è fatto uso del software SAP2000 che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontale e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale in riferimento alle NTC2018. La definizione dell'azione sismica di progetto è articolata in 4 fasi:

1. Definizione delle coordinate geografiche del sito (Lat. 44,493343° \ Long. 11,365145)
2. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1-INGV);
3. Scelta della strategia di progettazione;
4. Determinazione dell'azione di progetto.

Per lo Stato Limite Ultimo considerato, ovvero quello relativo alla salvaguardia della vita (SLV), la probabilità di superamento nella vita utile di riferimento è posta pari a

$$P_{VR} = 9,75\%$$

che corrisponde ad un periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica di 1900 anni.

Definita la strategia di progetto è possibile giungere all'azione di progetto attraverso la definizione dell'amplificazione locale dovuta alla stratigrafia ed alla conformazione topografica.

La categoria di suolo più attinente è la C pertanto si considera un valore di coefficiente stratigrafico  $S_S = 1,317$  (DM 17/01/2018 Tab.3.2.IV).

Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tab.3.2.V del DM 17/01/2018. Per il caso in esame si assume  $S_T = 1$ .

Alla luce delle considerazioni esposte si giunge al valore di accelerazione di progetto definito da:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.343 \text{ g}$$

Di seguito si riporta anche lo spettro di risposta considerato.

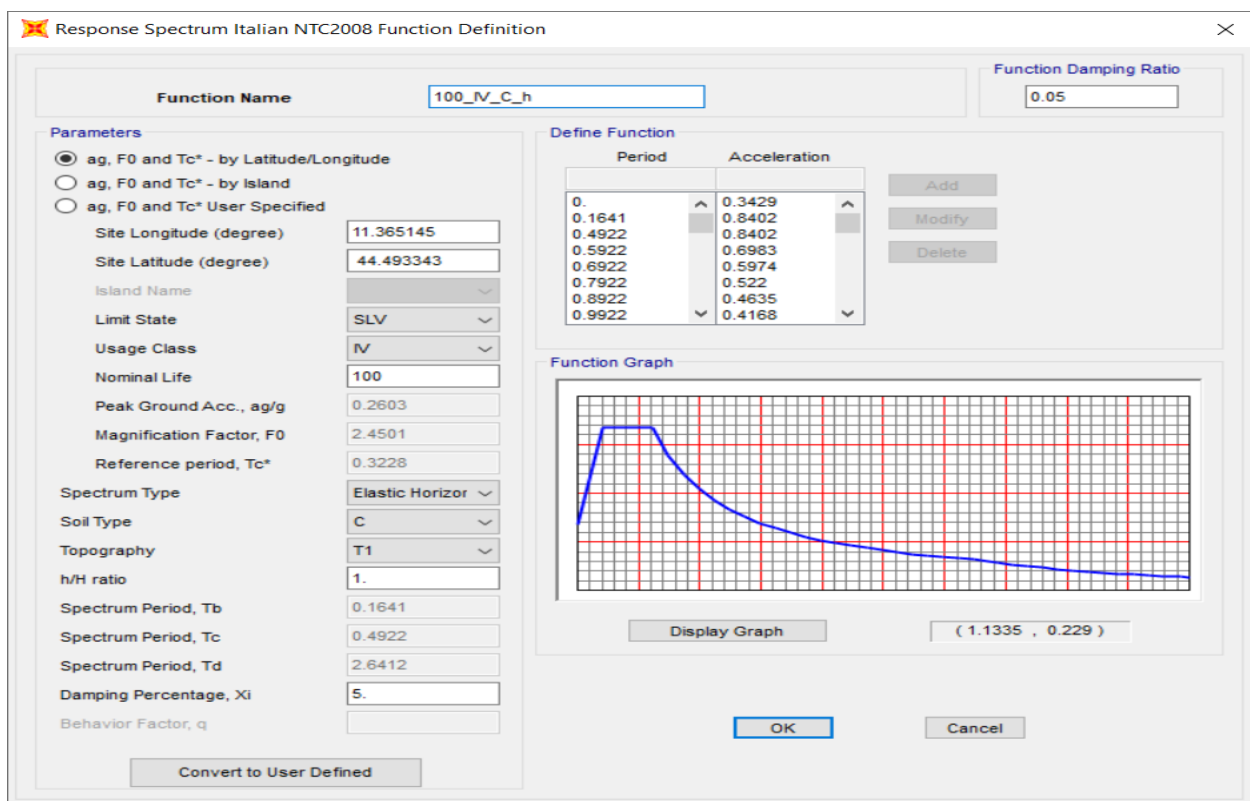


Figura 9: Spettro di risposta componente orizzontale

### 6.2.3 Comportamento sismico

L'azione sismica è stata valutata facendo riferimento alle NTC2018 e alle indicazioni dell'Eurocodice 8 parte 5 (Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici).

Per le opere in oggetto sono ragionevolmente adottate le seguenti ipotesi di calcolo in accordo a quanto riportato ai §§ 7 e 7.2.1 delle NTC2018:

- si conduce un'analisi statica equivalente considerando che la struttura interrata si muova con il terreno circostante (periodo proprio della struttura  $T=0$  e conseguente fattore di struttura  $q=1$ );
- si considerano solo le verifiche allo Stato Limite Ultimo  $SLU = SLV$  con  $q=1$  (cioè analisi lineare elastica non dissipativa), non risultando significativo indagare lo  $SLE = SLD$ ;
- non si considerano gli effetti dinamici della falda;
- si trascura la componente verticale del sisma.

L'Analisi sismica pseudo-statica è un metodo ampiamente utilizzato nella progettazione di opere di sostegno. Trae origine dalla proposta pionieristica di Mononobe & Okabe (M-O nel seguito), a cui si sono aggiunte, nel corso degli ultimi decenni, diverse estensioni pubblicate, al fine di poter comprendere la maggior parte degli aspetti che possono sorgere nella pratica.

In sostanza il metodo consiste nell'applicare staticamente alla parete e alla massa di terreno che interagisce con essa, un'accelerazione sismica uniforme con componenti orizzontali e verticali. Il metodo M-O e sue estensioni offrono una soluzione in forma chiusa della spinta totale terreno sulla parete, assumendo che la massa di terreno spingente subisca scorrimenti plastici durante evento sismico, considerando così una parete sottoposta a deformazioni rilevanti

La soluzione al problema posto in questi termini è fornita dal metodo di Mononobe e Okabe (Mononobe e Matsuo (1929), Okabe (1926)) (chiamato nel seguito con la sigla M-O) Tra le diverse estensioni, il lavoro di Matsuzawa et al. (1985) ha portato all'approccio recepito da EC8 stesso, nell'Annesso F della parte 5.

La spinta complessiva sulla parete di altezza pari ad  $H$ , è data da un'espressione del tipo:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

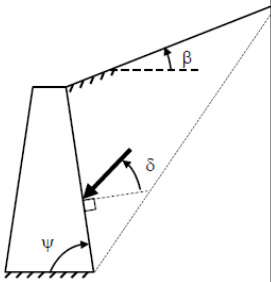
Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine  $E_{ws}$  è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo  $E_{wd}$  è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\beta \leq \phi - \theta : K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta)\text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta : K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

(12-14)



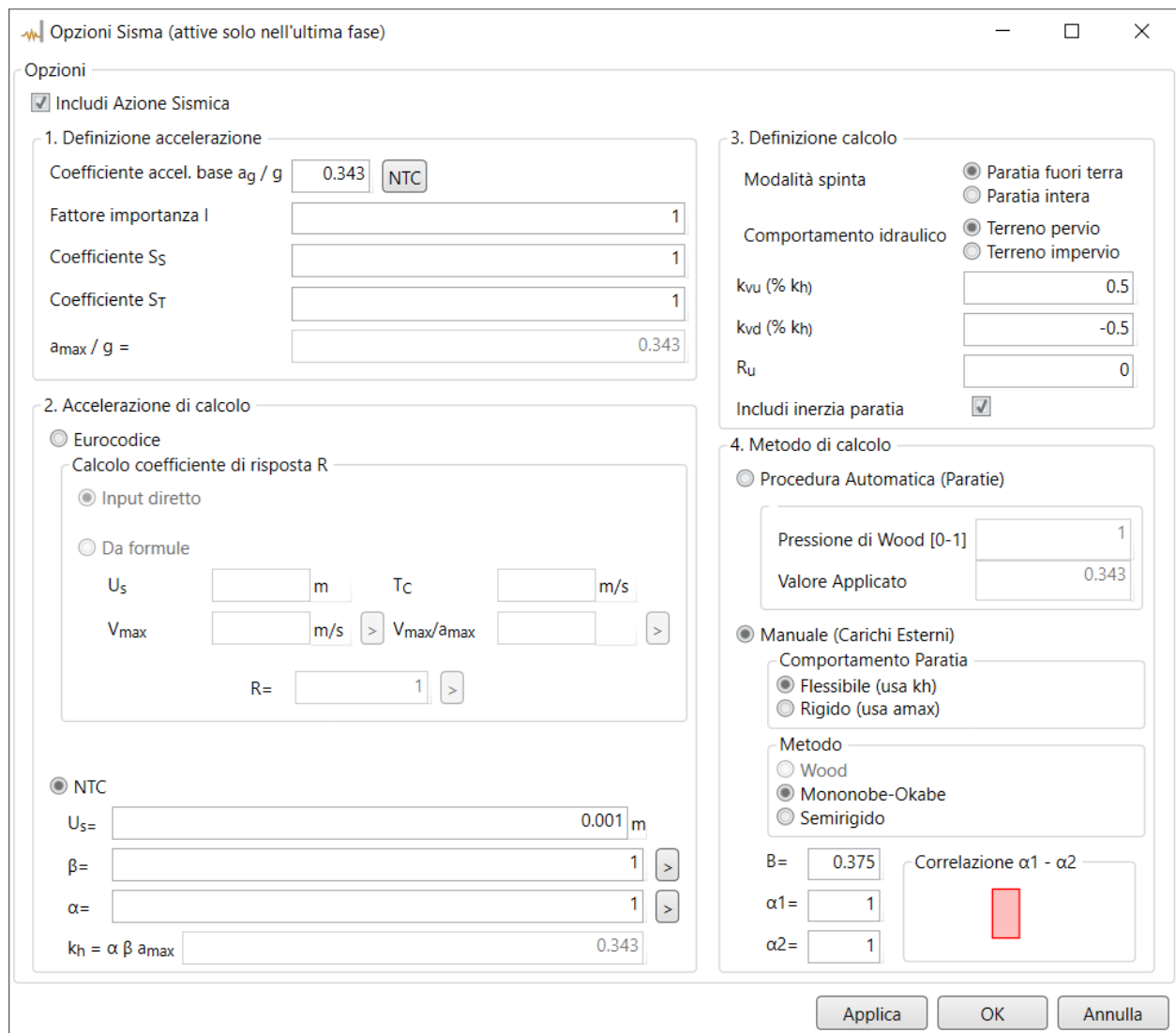
Per quanto sopra, applicando i metodi pseudostatici del paragrafo 7.11.6.3.1 della NTC 2018, l'azione sismica viene definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo le cui componenti orizzontale e verticale risultano:

$$a_h/g = \alpha \cdot \beta \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g \quad \rightarrow \quad a_h/g = 0.343 \text{ m/s}^2 \text{ (sisma dopo ultimazione strutture)}$$

$$a_v = 0$$

I coefficienti  $\alpha$  (diagramma 7.11.2 - NTC 2018) e  $\beta$  (diagramma 7.11.3 - NTC 2018) tengono conto rispettivamente della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. In quanto segue a favore di sicurezza verranno assunti entrambe unitari ( $\alpha = \beta = 1.0$ ).

Di seguito si riporta l'implementazione dell'azione sismica nel programma di calcolo utilizzato:



**Opzioni Sisma (attive solo nell'ultima fase)**

Includi Azione Sismica

**1. Definizione accelerazione**

Coefficiente accel. base  $a_g / g$

Fattore importanza I

Coefficiente  $S_s$

Coefficiente  $S_T$

$a_{max} / g =$

**2. Accelerazione di calcolo**

Eurocodice  
Calcolo coefficiente di risposta R

Input diretto

Da formule

$U_s$   m     $T_c$   m/s

$V_{max}$   m/s     $V_{max}/a_{max}$   >

R=  >

NTC

$U_s =$   m

$\beta =$   >

$\alpha =$   >

$k_h = \alpha \beta a_{max}$

**3. Definizione calcolo**

Modalità spinta  Paratia fuori terra  
 Paratia intera

Comportamento idraulico  Terreno pervio  
 Terreno impervio

$k_{vu}$  (% kh)

$k_{vd}$  (% kh)

$R_u$

Includi inerzia paratia

**4. Metodo di calcolo**

Procedura Automatica (Paratie)

Pressione di Wood [0-1]

Valore Applicato

Manuale (Carichi Esterni)

Comportamento Paratia

Flessibile (usa kh)  
 Rigido (usa  $a_{max}$ )

Metodo

Wood  
 Mononobe-Okabe  
 Semirigido

B=     Correlazione  $\alpha_1 - \alpha_2$

$\alpha_1 =$     

$\alpha_2 =$



### 6.3 RESISTENZA AL FUOCO

Tutte le strutture sono dimensionate per una resistenza al fuoco  $R=120'$ .

La verifica analitica della capacità portante viene eseguita con il metodo tabellare secondo le indicazioni contenute in D.M. 16/02/2007; pertanto se si verifica che la distanza "a", tra l'asse dell'armatura principale dimensionata con il calcolo a freddo e la superficie esposta al fuoco, sia uguale o maggiore di quella riportata nei prospetti D.5.1., D.6.1., D.6.2., D.6.3. di D.M. 16/02/2007, ciò è condizione sufficiente a garantire la capacità portante dell'elemento costruttivo.

Riassumendo, le distanze minime dall'asse armatura alla superficie esposta al fuoco per un'esposizione di 120' risultano pari o superiori a:

- Fondazioni e scale = 35 + 10 mm
- Solette interne, copertura e contropareti = 35 + 10 mm
- Pilastri e setti = 35 + 10 mm

Alla luce di quanto detto sopra la verifica al fuoco risulta soddisfatta riguardo all'armatura effettivamente disposta nei diversi elementi strutturali.

### 6.4 CRITERI DI VERIFICA

#### 6.4.1 Verifiche degli elementi strutturali di contenimento del terreno

Le opere di sostegno vengono verificate sia durante le fasi transitorie sia in fase finale di esercizio:

- Nelle fasi transitorie il diaframma è utilizzato come opera di sostegno del terreno necessaria per consentire lo scavo fino al raggiungimento della quota di scavo prevista, vengono pertanto analizzate tutte le fasi intermedie di scavo ed inserimento dei tiranti/puntoni metallici. Le analisi vengono effettuate considerando la falda di riferimento
- Nella condizione finale di esercizio i tiranti/puntoni metallici provvisori (se presenti) vengono resi inefficaci, la paratia è contrastata dai vari livelli di orizzontamenti (soletta di fondo, solette intermedie e soletta di copertura). Le pressioni idrostatiche della falda di progetto si eserciteranno direttamente sulla contro-parete

Le verifiche di stabilità e di resistenza sono state effettuate in accordo al § 6.1 e più in dettaglio si definiscono:

| ANALISI   |                   | AZIONI "A"     |            |                |            |                |      | PARAMETRI GEOTECNICI<br>"M" |      |                |                                |
|-----------|-------------------|----------------|------------|----------------|------------|----------------|------|-----------------------------|------|----------------|--------------------------------|
|           |                   | Permanenti     |            |                |            | Variabili      |      |                             |      |                |                                |
|           |                   | G <sub>1</sub> |            | G <sub>2</sub> |            | Q <sub>k</sub> |      | tan φ'                      | c'   | c <sub>u</sub> | γ <sub>t</sub> -γ <sub>w</sub> |
| EFF. FAV. | EFF. SFAV.        | EFF. FAV.      | EFF. SFAV. | EFF. FAV.      | EFF. SFAV. |                |      |                             |      |                |                                |
| 1         | SLE               | 1,00           | 1,00       | 0,00           | 1,00       | 0,00           | 1,00 | 1,00                        | 1,00 | 1,00           | 1,00                           |
| 2A        | SLU<br>(A1+M1+R1) | 1,00           | 1,30       | 0,00           | 1,50       | 0,00           | 1,50 | 1,00                        | 1,00 | 1,00           | 1,00                           |
| 2B        | SLU<br>(A2+M2+R1) | 1,00           | 1,00       | 0,00           | 1,30       | 0,00           | 1,30 | 1,25                        | 1,25 | 1,40           | 1,00                           |
| 3         | SLU SISMA         | 1,00           | 1,00       | 0,00           | 1,00       | 0,00           | 1,00 | 1,25                        | 1,25 | 1,40           | 1,00                           |

- **Analisi 1**

È un'analisi allo stato limite di esercizio che consente di verificare l'equilibrio della paratia (rapporto tra spinta passiva mobilata e spinta passiva totale < 0.5), la sua deformazione, le tensioni nei materiali e lo stato di fessurazione

- **Analisi 2A**

È un'analisi allo stato limite ultimo, la verifica di resistenza delle sezioni a presso-flessione e a taglio è condotta in funzione delle sollecitazioni ottenute in combinazione A1+M1+R1

- **Analisi 2B**

Sono analisi allo stato limite ultimo associato a una combinazione A2+M2+R1 che consentono di verificare l'equilibrio della paratia (rapporto tra spinta passiva mobilata e spinta passiva totale < 1) e la resistenza delle sezioni a presso flessione e a taglio

- **Analisi 3**

Sono analisi allo stato limite ultimo associato ad un evento sismico che consentono di verificare l'equilibrio della paratia (rapporto tra spinta passiva mobilata e spinta passiva totale < 1) e la resistenza delle sezioni a presso flessione e a taglio.

## 6.4.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) sezioni in c.a.

### 6.4.2.1 Verifiche a presso-flessione

Si verifica che le coppie di sollecitazioni ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) ottenute per la combinazione fondamentale verifichino la disuguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

ovvero siano interne al dominio di resistenza della sezione esaminata.

### 6.4.2.2 Verifiche a taglio

Si verifica che risulti:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio resistente in assenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2 ; v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

d = altezza utile della sezione in mm

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ )

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2f_{cd}$ )

$b_w$  = larghezza della membratura resistente a taglio in mm

Il taglio resistente in presenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd} ; V_{Rcd})$$



dove:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta)}{(1 + \operatorname{ctg}^2 \vartheta)}$$

|             |   |
|-------------|---|
| $A_{sw}$    | area armatura trasversale   |
| $s$         | passo armatura trasversale  |
| $\alpha$    | angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave              |
| $\vartheta$ | angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave            |
| $f'_{cd}$   | resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ ) |
| $\alpha_c$  | coefficiente amplificativo pari a:  |
|             | 1 per membrane non compresse  |
|             | $1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$                  |
|             | 1.25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,50 f_{cd}$                              |
|             | $2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,50 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$          |

### 6.4.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio sezioni in c.a.

In relazione alle classi di esposizione delle singole parti di struttura si adottano i limiti di apertura delle fessure e tensionali come da normativa a seconda del tipo di combinazione di carico.

#### 6.4.3.1 Verifica di apertura delle fessure:

l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D. M. del 17 gennaio 2018, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR e QP della normativa vigente. La verifica a fessurazione viene eseguita in condizione di ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

combinazione di carico Frequente:  $w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$

combinazione di carico quasi permanente:  $w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$

#### 6.4.3.2 Verifica delle tensioni di esercizio:

le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ ;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0,80 f_{yk}$ .

### 6.4.4 Verifiche dei tiranti

Devono essere confrontate:

- La massima azione di progetto  $P_a$ , determinata valutando i possibili stati limite (SLE, SLU) e relativi coefficienti parziali riportati nelle *Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.* del paragrafo 6.6 delle NTC2018
- la resistenza di progetto  $R_{ad}$ , determinata applicando alla resistenza caratteristica  $R_{ak}$  i fattori parziali  $\gamma_R$  riportati nella *Tab. 6.6.I.* delle NTC2018
- Inoltre nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio sia sempre minore della resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero.

Per il tirante si definiscono allo scopo le seguenti entità:

- $n$  = numero di trefoli
- $A$  = area sezione trefolo
- $p\%$  = perdite totali di tensione (rilassamento+attrito)
- $S_{es}$  = tasso nominale di esercizio =  $0,8 f_{p(1)k}$
- $T_b$  = tiro di bloccaggio
- $T_{nom}$  = tiro di esercizio nominale =  $n \cdot A \cdot S_{es}$
- $T_e$  = tiro di esercizio ammissibile =  $b \cdot T_{nom} = n \cdot b \cdot A \cdot S_{es}$
- $T_0$  =  $T_b (1-p\%)$  = tiro iniziale di calcolo a  $T_e$
- $T_{max}$  = tiro massimo di calcolo  $> T_0$
- $T_c$  = tiro di collaudo =  $c \cdot T_{max}$

Ogni trefolo utilizzato per la realizzazione dei tiranti deve rispettare le seguenti prescrizioni:

- è costituito da 7 fili in acciaio armonico con:
  - $f_{p(1)k} > 1670$  MPa
  - $S_{es} = 1336$  MPa
  - Area  $A=139$  mm<sup>2</sup>, avendo con  $\varnothing = 0,6'' = 15,2$  mm
- è stabilizzato, con  $p\% = 0,07$
- $a = 0,8$
- $b = 0,9$  ( AICAP 93 per tiranti nel terreno )
- $c = 1,2$  ( AICAP 93 per tiranti nel terreno, da mantenere in opera)
- $T_{nom} = n \cdot 18,57$  ton
- $T_e = n \cdot 16,71$  ton (da ridurre cautelativamente a  $n \cdot 15,0$  ton)
- $T_0 = n \cdot 15,0 \cdot 0,8 = n \cdot 12,0$  ton
- $T_b = n \cdot 15,0 \cdot 0,8 / (1 - 0,07) = n \cdot 15,0 \cdot 0,86 = n \cdot 12,9$  ton

La verifica di resistenza a trazione è condotta sia nei confronti dello SLE che dello SLU.

#### 6.4.4.1 Verifica SLE

Il valore massimo del tiro  $T_{max,SLE}$ , ottenuto con l'analisi "A", deve risultare minore del tiro di esercizio  $T_e$ :

$$T_{max,SLE} < T_e$$

$$T_e = 0,9 \cdot 0,8 \cdot f_{p(1)k} \cdot n \cdot A \quad \text{a favore di sicurezza si assume } T_e = n \cdot 150 \text{ kN}$$

con:

$$f_{p(1)k} = 1670 \text{ MPa}$$

n = numero trefoli

$$A = 139 \text{ mm}^2 \text{ (area singolo trefolo)}$$

#### 6.4.4.2 Verifica SLU

Nel rispetto della gerarchia delle resistenze si è verificato che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero  $R_{pd}$  sia maggiore della resistenza a sfilamento (bulbo terreno) della fondazione dell'ancoraggio  $R_{ad}$ . Deve quindi risultare:

$$R_{pd} > R_{ad1} > P_d$$

con:

$$R_{pd} = f_{p(1)k} \cdot n \cdot A / \gamma_s = n \cdot 202 \text{ kN} \quad (\gamma_s = 1,15)$$

$R_{ad}$  = resistenza a sfilamento della fondazione, pari al minimo tra:

$$R_{ak1} / FS_1 = \tau_1 \cdot (\pi \cdot D_1 \cdot L_1) / FS_1 = \tau_1 \cdot (\pi \cdot D_1 \cdot L_1) / 2 \quad \text{sfilamento tra bulbo e terreno}$$

$$R_{ak2} / FS_2 = \tau_2 \cdot (\pi \cdot D_2 \cdot L_2) / FS_2 = 1200 \cdot (\pi \cdot D_2 \cdot L_2) / 1,3 \quad \text{sfilamento tra malta e trefoli}$$

$$\tau_1 = \text{assunto minore di } 150 \text{ kPa per } \beta < 10^\circ \text{ e } z < 9 \text{ m}$$

$$= \text{assunto minore di } 230 \text{ kPa per } \beta > 10^\circ \text{ e } z < 12 \text{ m}$$

$$= \text{assunto minore di } 250 \text{ kPa per } \beta > 10^\circ \text{ e } z < 13 \text{ m}$$

$$= \text{in via cautelativa, assunto non maggiore di } 250 \text{ kPa per } \beta > 10^\circ \text{ e } z > 13 \text{ m}$$

$P_d$  = massima azione di progetto considerando tutti i possibili stati limite ultimi e di esercizio

$$D_1 = \alpha \cdot D_p \quad \text{con } \alpha = 1,7 \text{ e } D_p \text{ diametro di perforazione pari a } 180 \text{ mm (per tutti i tiranti)}$$

$$D_2 = \beta \cdot \phi$$

$\phi$  = diametro di un trefolo = 15.2mm

$\beta$  = coefficiente funzione del numero di trefoli del tirante

$D_2$  = diametro equivalente all'insieme di trefoli

| N° trefoli da 0.6"=15.2mm per tirante | $\beta$ | D2 (mm) |
|---------------------------------------|---------|---------|
| 2                                     | 2.00    | 30.40   |
| 3                                     | 2.15    | 32.68   |
| 4                                     | 2.70    | 41.04   |
| 5,6,7                                 | 3.00    | 45.60   |
| 8                                     | 3.60    | 54.72   |
| 9, 10                                 | 3.90    | 59.28   |

## 7 STAZIONE RIMESSE: ANALISI E VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DELLE OPERE DI SOSTEGNO

### 7.1 MODELLAZIONE DI CALCOLO

Il calcolo agli elementi finiti del modello di interazione terreno-struttura è stato effettuato utilizzando il codice PARATIE PLUS (versione 19.0.2) prodotto dalla “CeAs” – Milano – ITA.

Gli effetti nelle opere di sostegno flessibile delle spinte del terreno e delle azioni concentrate offerte dalla tirantatura sono stati esaminati con l'ausilio del programma di calcolo per l'analisi di strutture di sostegno flessibili PARATIE Plus.

PARATIE Plus® analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione “locale” fra parete e terreno.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

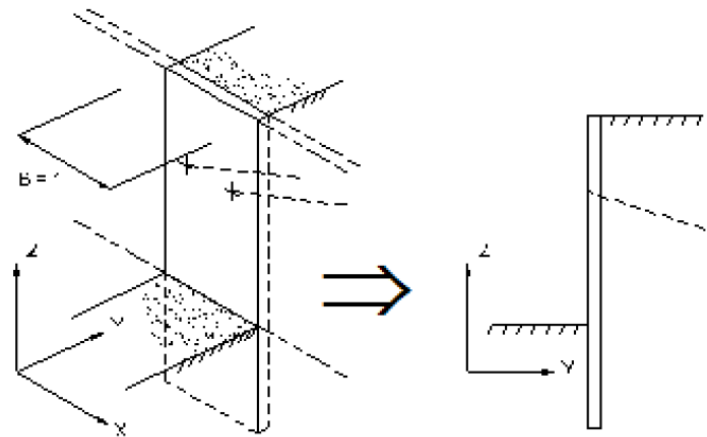
La simulazione numerica utilizzata segue due differenti percorsi:

Analisi classica = viene eseguita una analisi all'equilibrio limite della singola o doppia paratia. Il calcolo delle sollecitazioni avviene per mezzo delle teorie classiche. Il calcolo degli spostamenti avviene tramite un'analisi elastica semplificata considerando lo schema di carico e di vincoli imposti dall'Utente.

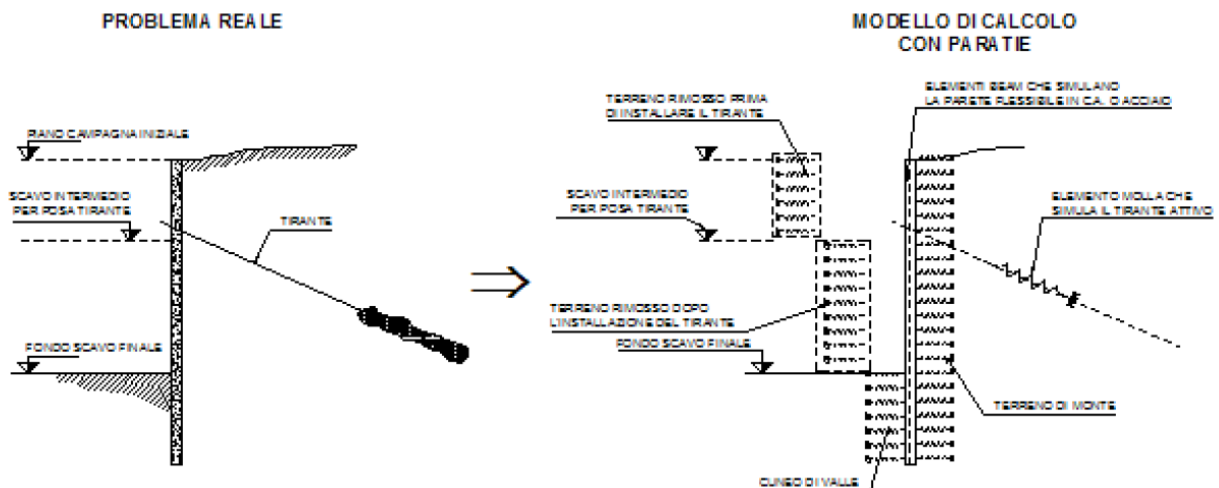
Analisi non lineare secondo un modello “a molle” elasto plastiche” per la parte terreno. La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Lo scopo di PARATIE Plus® è lo studio di un problema definito; in altre parole, il programma analizza la risposta, durante le varie fasi realizzative, di una parete caratterizzata in tutte le sue componenti (altezza, infissione e spessore della parete, entità dei tiranti, ecc.). Il problema è ricondotto a uno schema piano in cui viene analizzata una “fetta” di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura seguente.



La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO". Le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie; ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno:



Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

PARATIE calcola internamente e aggiorna costantemente tale parametro, sulla base del modulo elastico (Young) e la geometria del muro. In altre parole, ad ogni passo, la rigidità K della "molla" viene calcolata dalla seguente equazione:

$$k = a \cdot \frac{E_s \cdot t}{L}$$

dove

a è un fattore di scala posto pari a 1

E<sub>s</sub> è il modulo di Young del terreno

t è l'interasse della molla

L è un parametro geometrico che tiene conto della geometria del muro

Il valore di L è differente in funzione del lato della paratia considerato (monte o valle):

$$L_M = \frac{2}{3} \cdot H' \cdot \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

$$L_V = \frac{2}{3} \cdot (H' - D) \cdot \tan(45^\circ + \varphi/2)$$

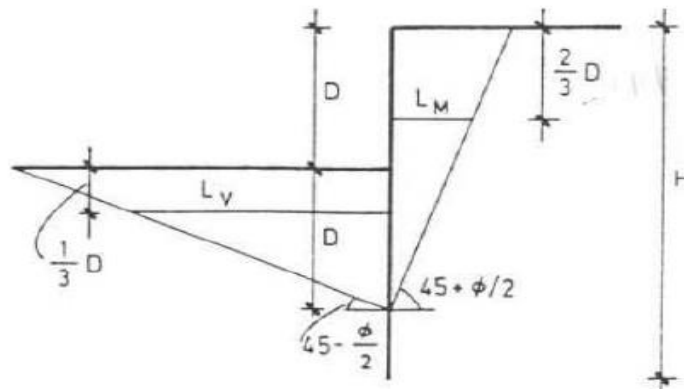
dove

D è la profondità di scavo

H è l'altezza totale del paramento

H' è definito come  $\min(2D, H)$

Nella figura seguente viene riportato in via grafica il criterio per la definizione di  $L_M$  e  $L_V$ :



La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi STATICA INCREMENTALE: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe (1996)).

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

Ne consegue che con questo strumento non possono essere valutati:

- cedimenti o innalzamenti verticali del terreno in vicinanza dello scavo
- condizioni di stabilità generale del complesso parete+terreno+tiranti

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

I contrast rappresentati dai tiranti sono schematizzati mediante elementi finiti che divengono attivi a partire dal momento in cui vengono inseriti. L'inserimento di tali elementi provoca nel modello due effetti:

- l'insorgenza di una forza nel nodo di applicazione, corrispondente alla forza di coazione eventualmente imposta;
- la modifica della rigidità globale della struttura (matrice di rigidità assemblata) attraverso l'aggiunta di un contributo pari alla rigidità del contrasto.

Quando, nelle fasi successive, in corrispondenza del nodo ove il tirante è connesso viene a modificarsi lo spostamento, lo stato di sollecitazione nel tirante subirà incrementi pari all'incremento di spostamento moltiplicato per la rigidità. Nelle equazioni di equilibrio si tiene ovviamente conto delle variazioni di sforzo nei contrasti.

## 7.2 DEFINIZIONE DEI MATERIALI NEI MODELLI NUMERICI

Le due tipologie di terreno implementate nei modelli numerici (strato ghiaioso/sabbioso e limoso/argilloso) sono state caratterizzate con un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. Tale criterio si basa sul principio che la natura particellare del terreno gli conferisca una resistenza al taglio del tipo:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan\phi'$$

in base al quale la tensione tangenziale a rottura in un generico punto di una superficie di scorrimento potenziale interna al terreno è dato dalla somma di un termine coesivo ( $c'$ ) e di uno attritivo ( $\phi'$ ).

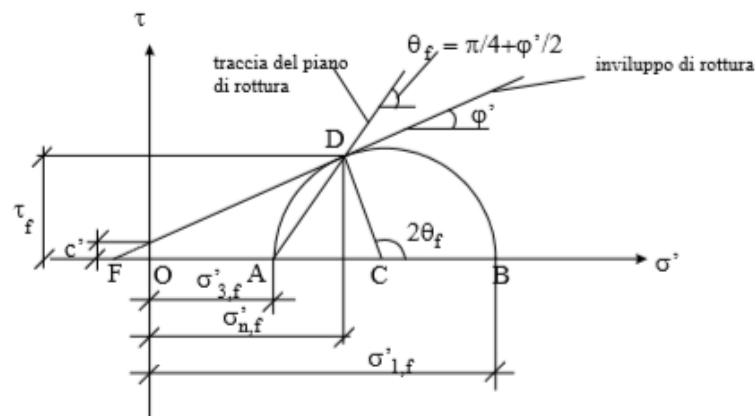


Figura 10: Criterio di Mohr-Coulomb

Le tensioni geostatiche orizzontali sono state inizializzate utilizzando un coefficiente di spinta a riposo ottenuto mediante la nota relazione di Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \sin\phi'$$



I parametri utilizzati nei modelli numerici sono:

Parametri caratteristici (M1)

Parametri di calcolo (M2)

Ghiaie e sabbie (A)

$$\gamma = 20\text{kN/m}^3$$

$$\gamma = 20\text{kN/m}^3$$

$$c'_k = 0\text{kPa}$$

$$c'_d = 0\text{kPa}$$

$$\phi'_k = 38^\circ$$

$$\phi'_d = 32^\circ$$

Limi e argille (B)

$$\gamma = 19\text{kN/m}^3$$

$$\gamma = 19\text{kN/m}^3$$

$$c'_k = 10\text{kPa}$$

$$c'_d = 8\text{kPa}$$

$$\phi'_k = 25^\circ$$

$$\phi'_d = 20.5^\circ$$

L'angolo di attrito terreno-paratia è stato considerato nel seguente modo:

- spinta attiva  $\delta/\phi'd = 0$
- spinta passiva  $\delta/\phi'd = 0,5$

Nel caso di utilizzo di tiranti provvisori, la lunghezza totale ( $L_{tot}$ ) del tirante è data dalla somma della lunghezza neutra ( $L_n$ ) e della lunghezza di ancoraggio ( $L_u$ ).

La lunghezza neutra è definita dalla intersezione con un piano inclinato di  $(45-\phi/2)$  sulla verticale, parallelo al piano passante per il piede della paratia e da esso distante  $0,20 \cdot h$ :

$$L_n = h' + d'$$

$$h' = 0,20 \cdot h / \text{sen}(45 + \alpha + \phi/2)$$

$$d' = (h + t - h_i) \cdot \text{sen}(45 - \phi/2) / \text{sen}(45 + \alpha + \phi/2)$$

dove:

$h$  è l'altezza fuori scavo della paratia

$t$  è l'infissione della paratia

$h_i$  è la profondità del tirante

$\phi$  angolo d'attrito del terreno

$\alpha$  inclinazione del tirante



### 7.3 METODOLOGIA D'INTERVENTO E FASI OPERATIVE

Per la realizzazione degli scavi si impiegheranno paratie di diaframmi in calcestruzzo o berlinesi di micropali, contrastate mediante puntoni e/o ordini di tiranti. In fase definitiva il contrasto delle paratie sarà fornito dai solai in c.a. e dal solettone di fondo. Le strutture interne si completano con il getto delle contropareti in c.a. contro le paratie, previa posa di guaine impermeabilizzanti.

**Le principali fasi esecutive sono:**

- Formazione delle corree di guida, realizzazione delle paratie (compresa trave di coronamento)
- Scavi successivi per le opportune tirantature (o puntoni di contrasto);
- Scavo finale fino alla quota di imposta del solettone di fondo;
- Posa dell'impermeabilizzazione, se prevista, sul fondo scavo e a ridosso delle paratie (realizzazioni dei relativi massetti in cls);
- Getto del solettone di fondo in cui devono essere previste le opere di drenaggio delle acque (es. pozzetti);
- Completamento dell'impermeabilizzazione delle pareti laterali (se previsto);
- Getto delle contropareti, dei setti/pilastrini interni e delle solette intermedie;
- Realizzazione della soletta di copertura ove previsto;
- Impermeabilizzazione della copertura previa formazione del massetto di pendenza;
- Formazione massetto di protezione, rinterrati e ripristini superficiali;
- Completamento delle opere.

L'esecuzione dei tiranti provvisori dovrà avvenire secondo le seguenti fasi:

- Perforazione secondo la geometria di progetto;
- Posa in opera del tirante, dotato di distanziatori a canne per la successiva iniezione del bulbo di ancoraggio;
- Iniezione della miscela cementizia per la formazione del bulbo di ancoraggio, della lunghezza prevista in progetto;
- Iniezione di cementazione secondaria nella parte libera del tirante tra guaina liscia e parete foro;
- Fissaggio del tirante.

Si riportano nel seguito tutte le fasi implementate nel modello Paratie, per ogni sezione di verifica, per la valutazione dell'interazione terreno-struttura.

### 7.3.1 Sezione TIPO Ri1

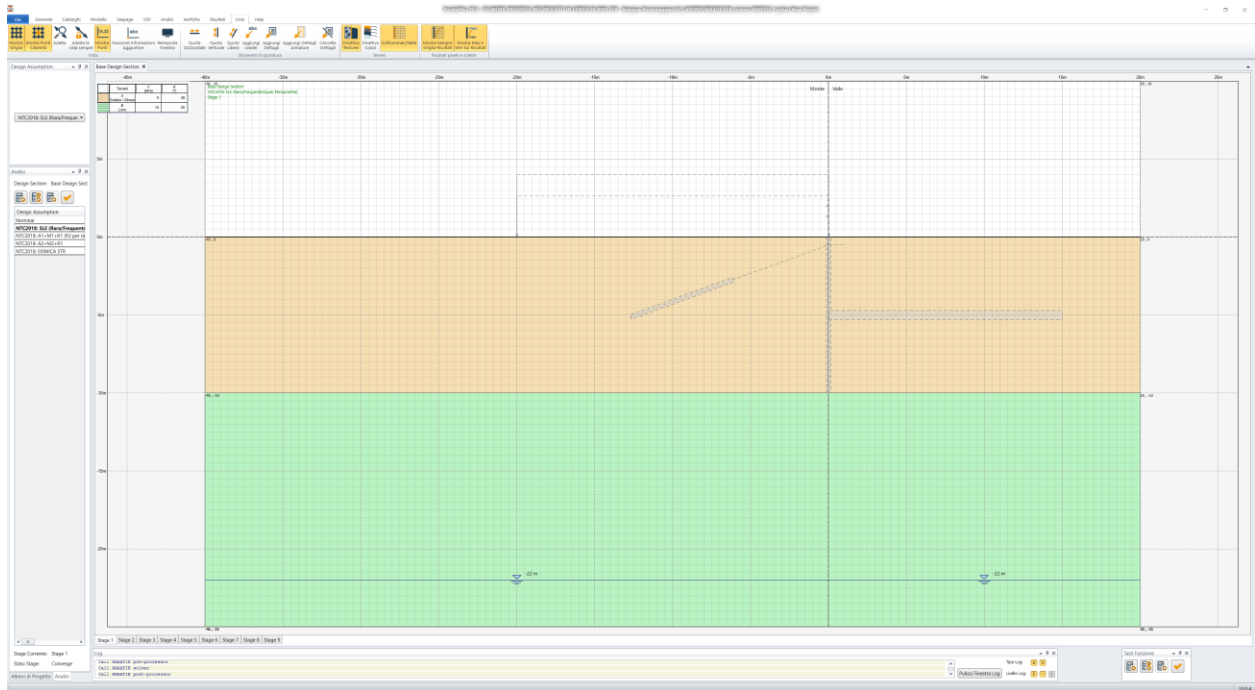


Figura 11: condizione geostatica

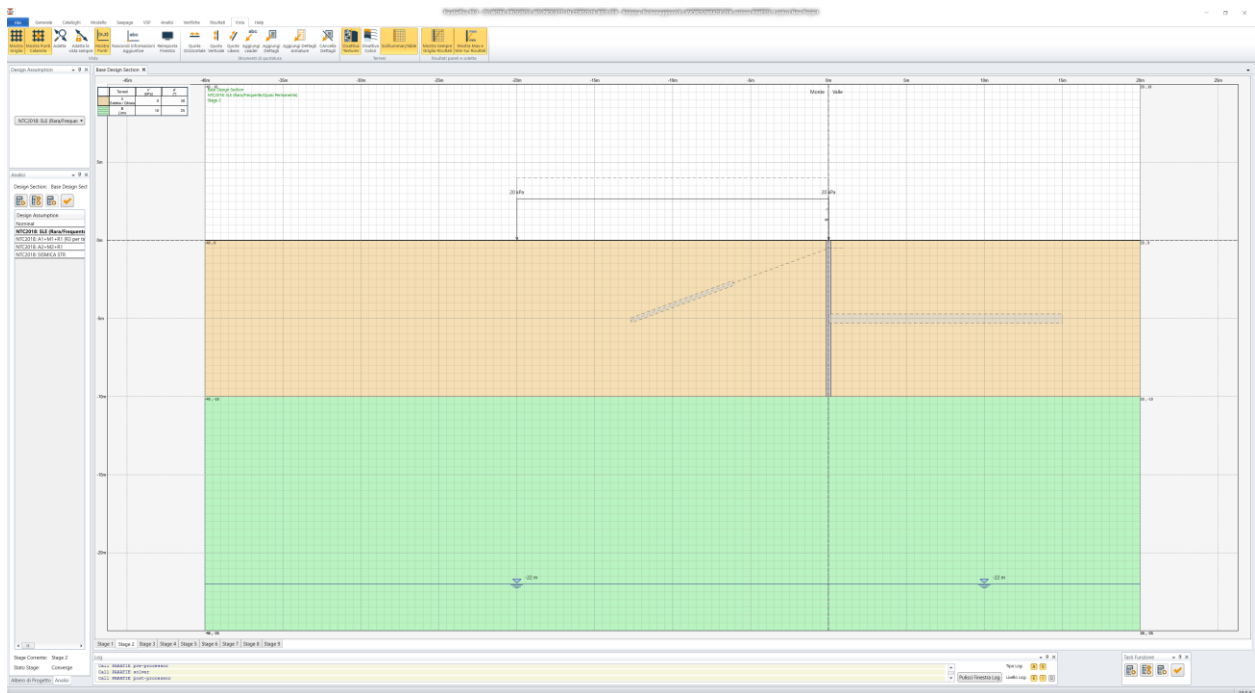


Figura 12: realizzazione dei micropali e applicazione sovraccarico da 20kPa

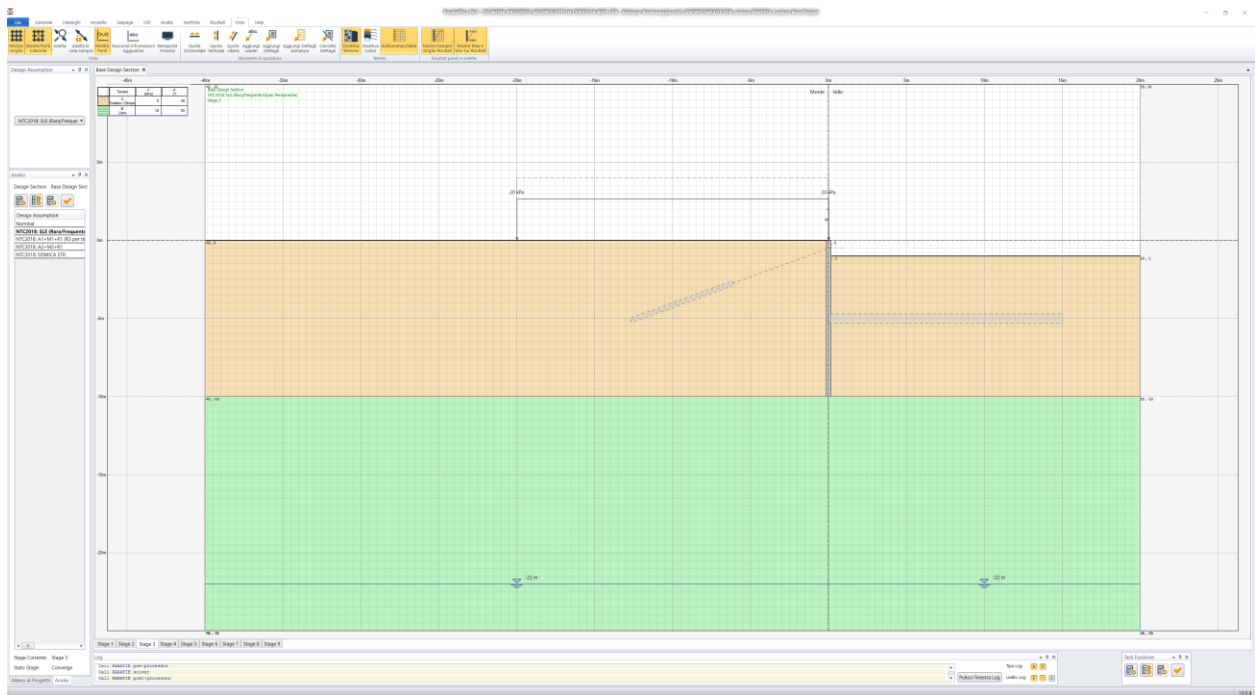


Figura 13: scavo a -1,0m da p.c.

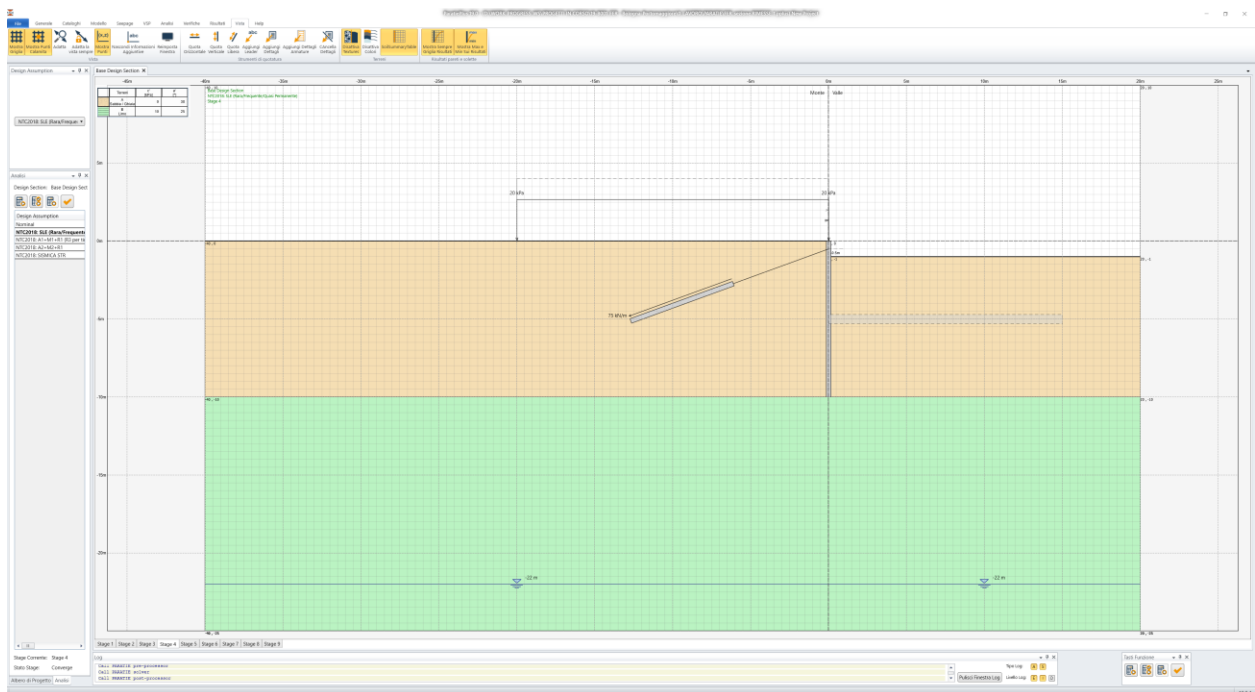
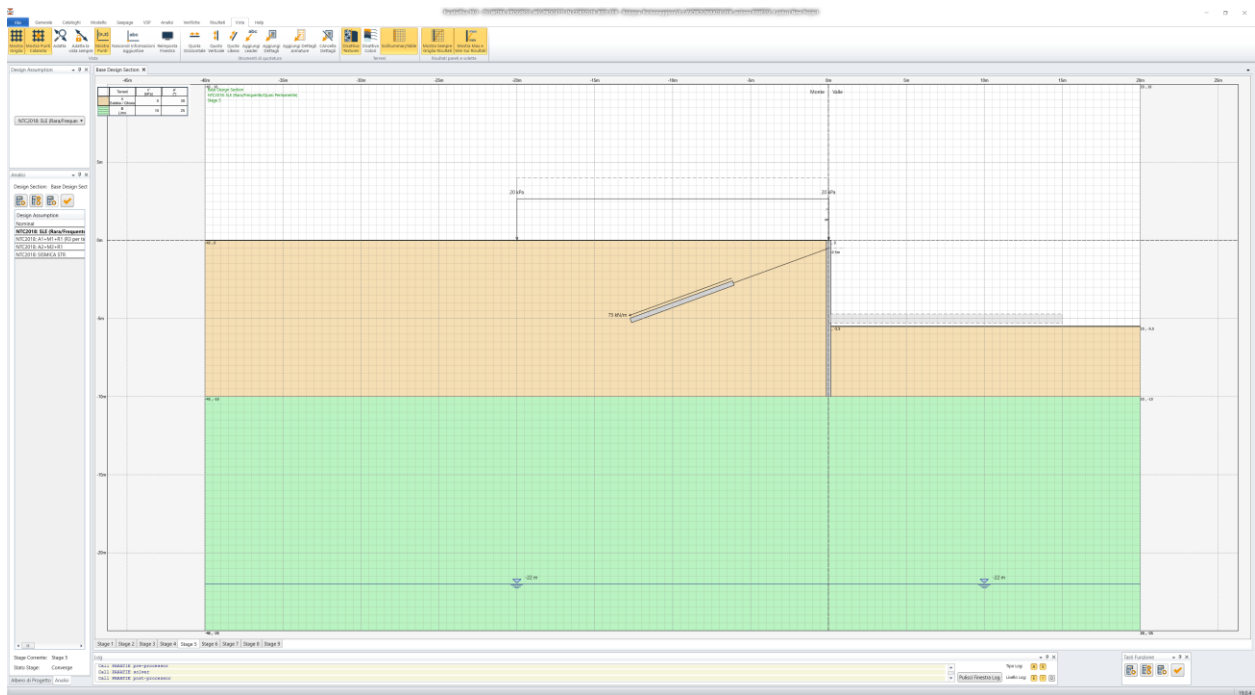
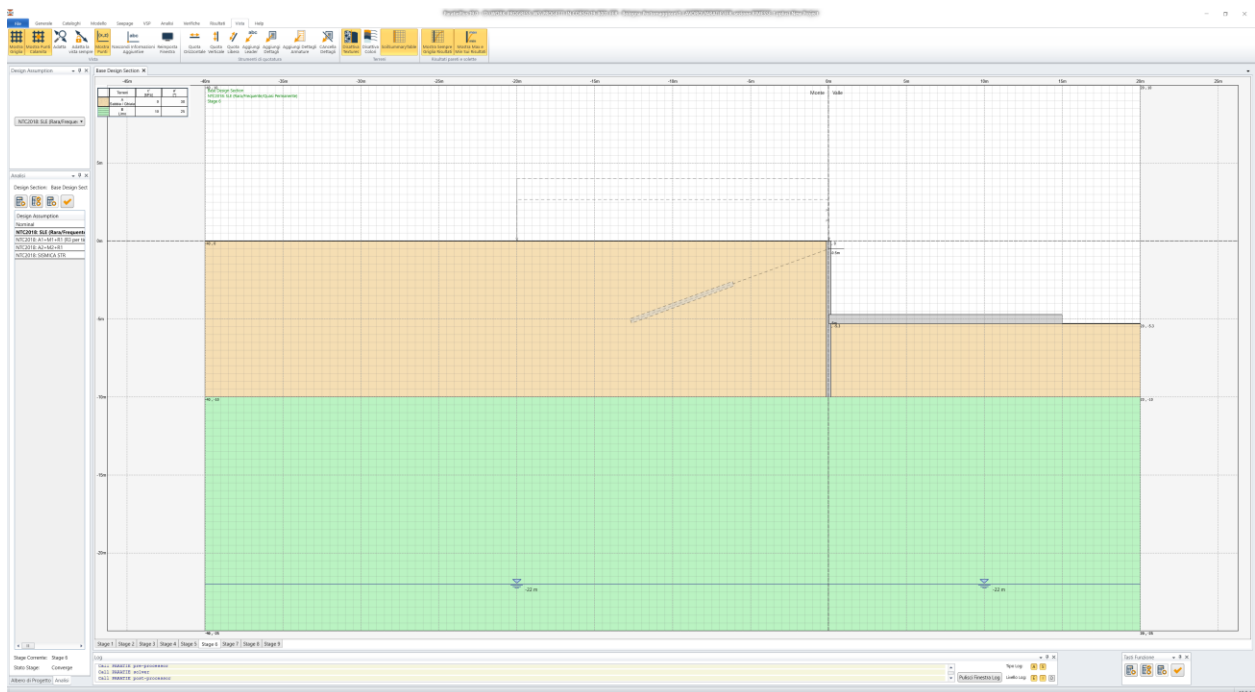


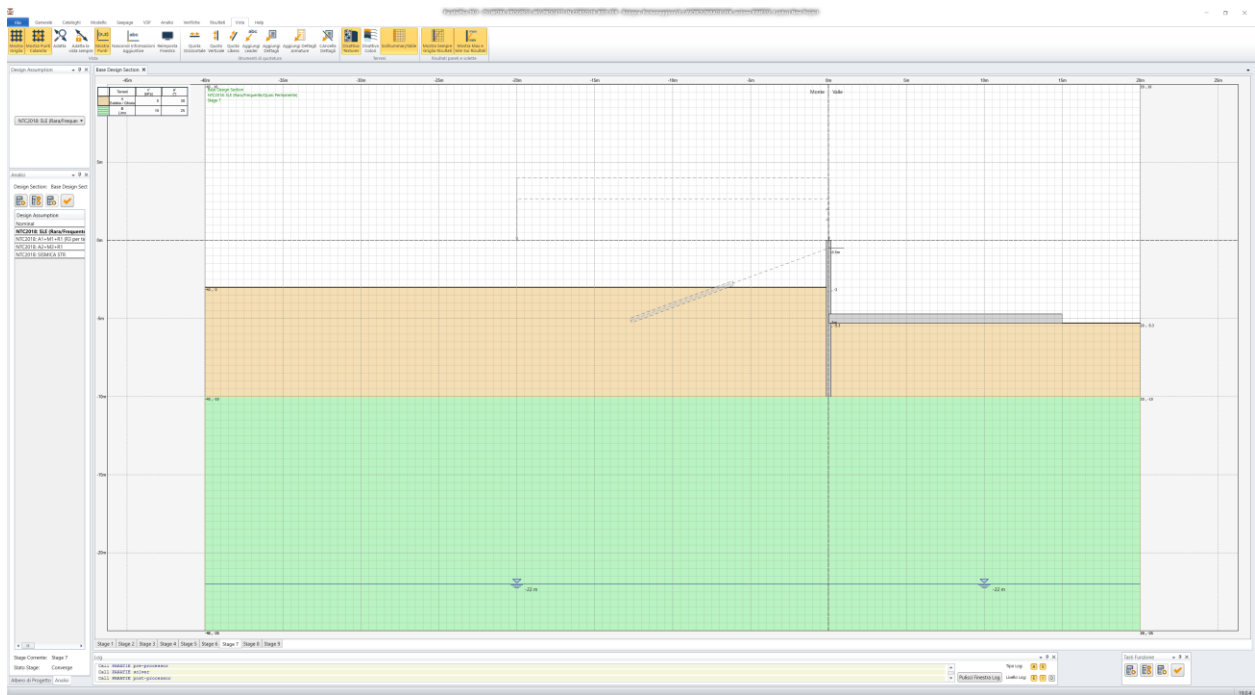
Figura 14: attivazione dei tiranti provvisori



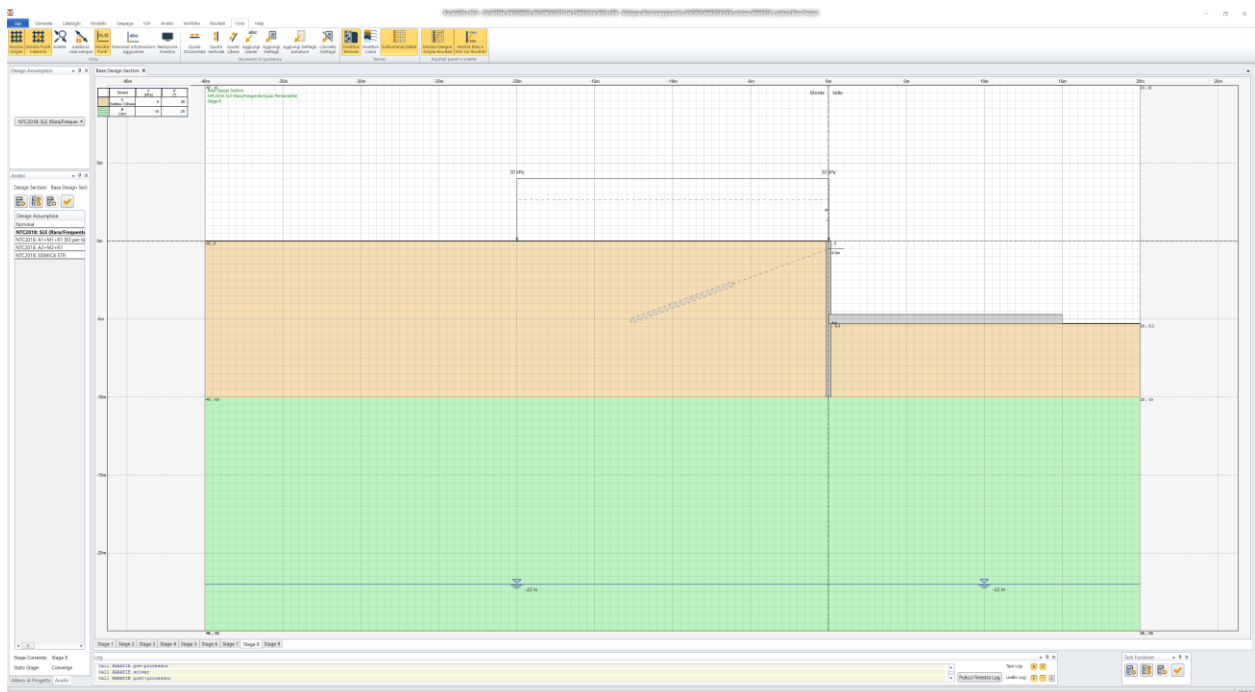
**Figura 15: completamento dello scavo fino alla quota di progetto**



**Figura 16: getto della soletta di fondo e delle fodere interne**



**Figura 17: scavo in fregio alla paratia**



**Figura 18: applicazione del carico da traffico a tergo della paratia (30 kPa)**

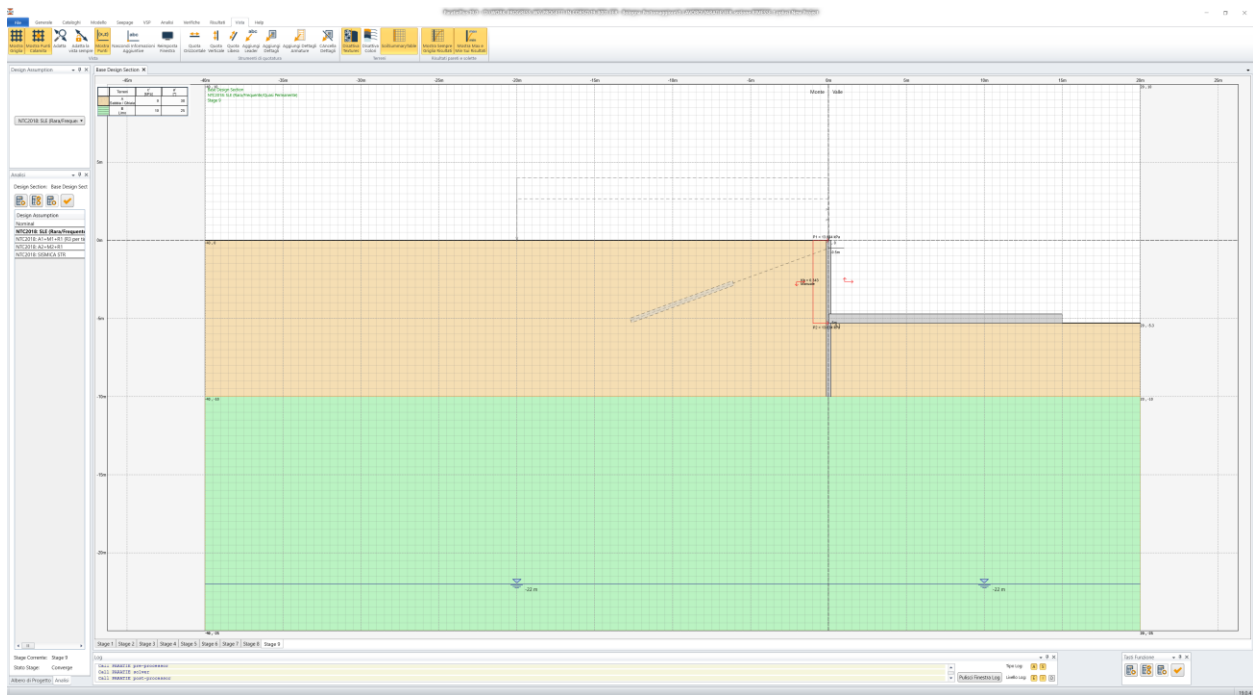


Figura 19: condizione sismica

### 7.3.2 Sezione TIPO Ri2

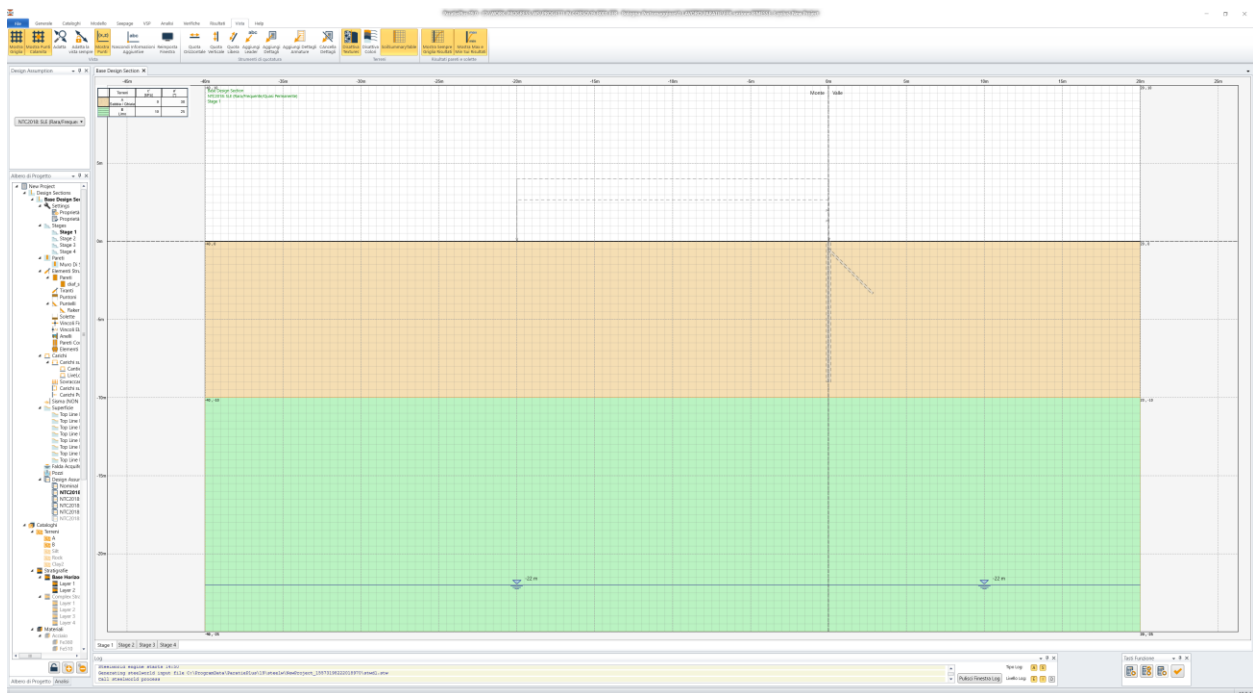


Figura 20: condizione geostatica



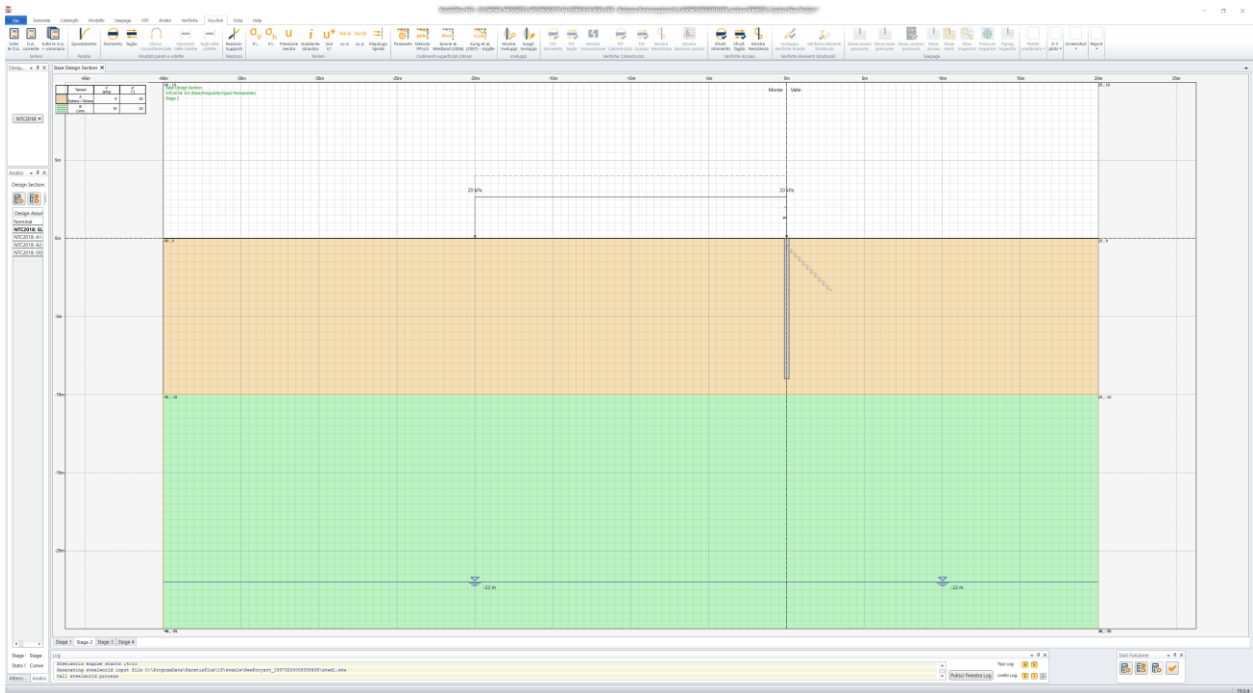


Figura 21: realizzazione dei micropali e applicazione sovraccarico da 20kPa

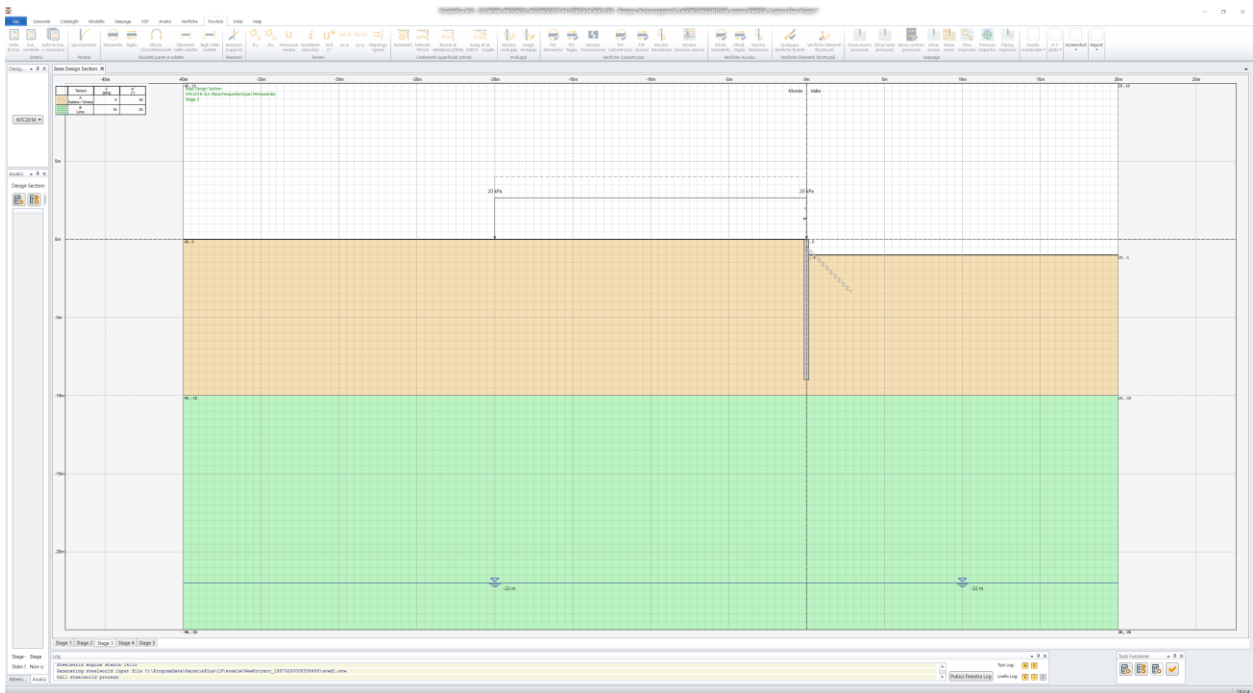
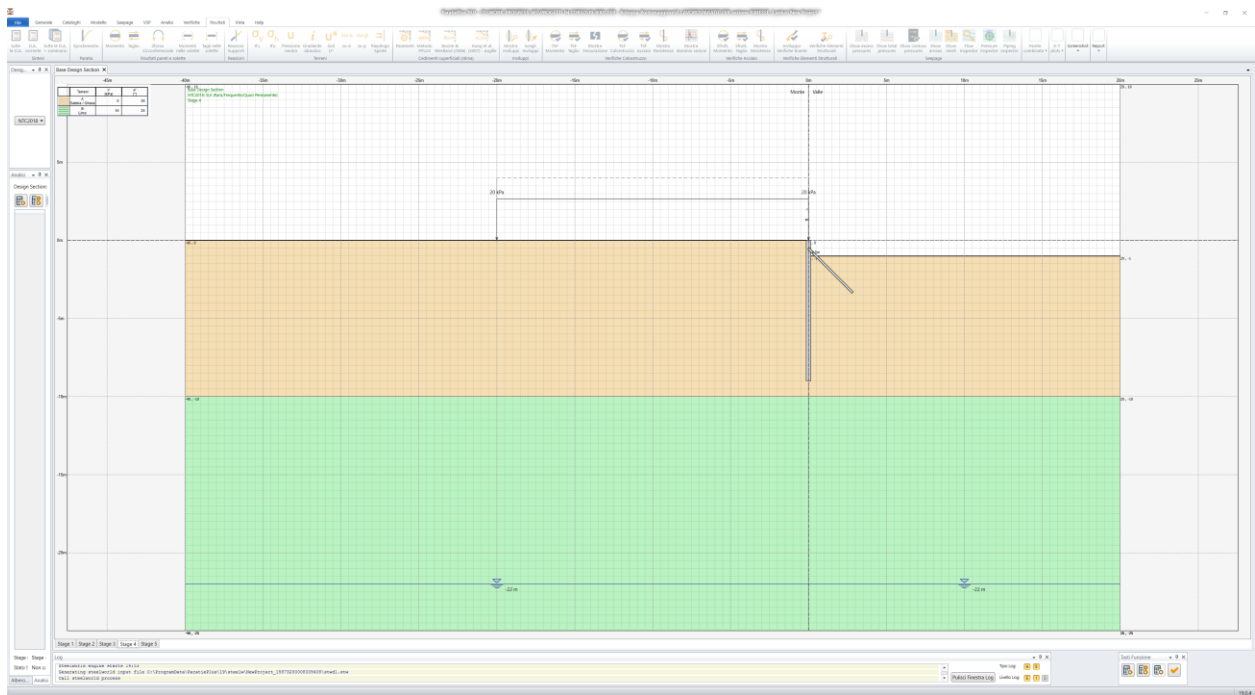
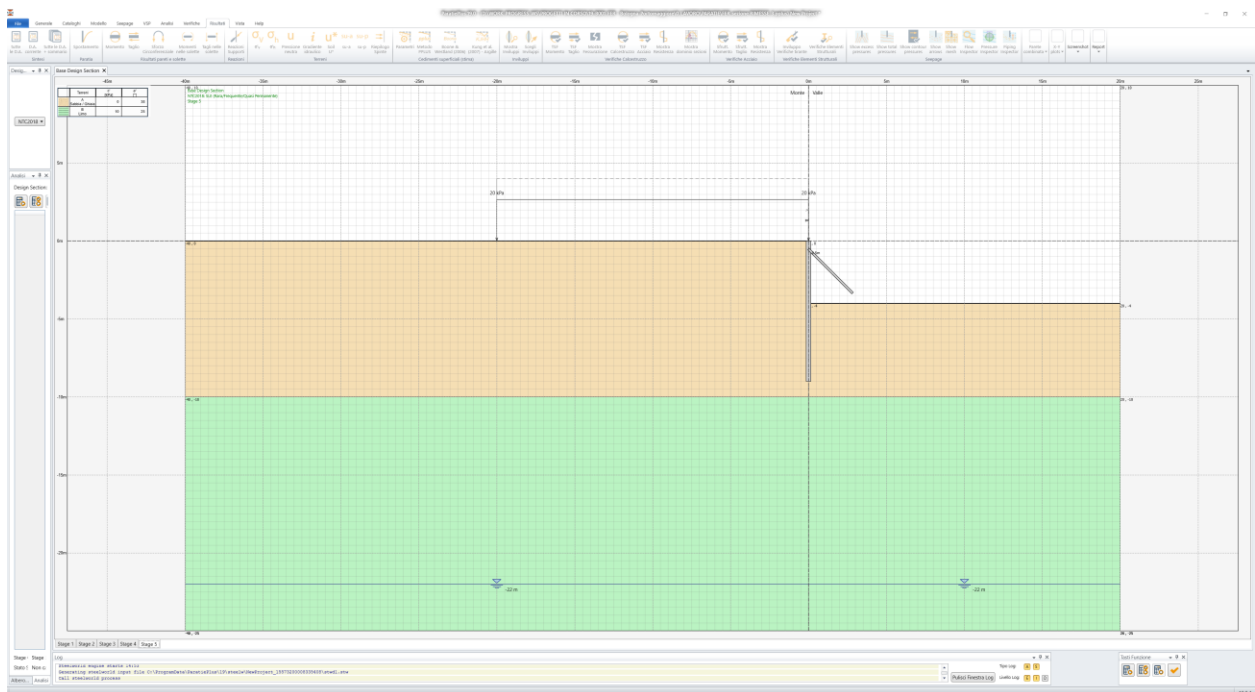


Figura 22: scavo a -1,0m da p.c.



**Figura 23: attivazione dei puntoni provvisori**



**Figura 24: completamento dello scavo fino alla quota di progetto**

### 7.3.3 Sezione TIPO Ri3\Ri4

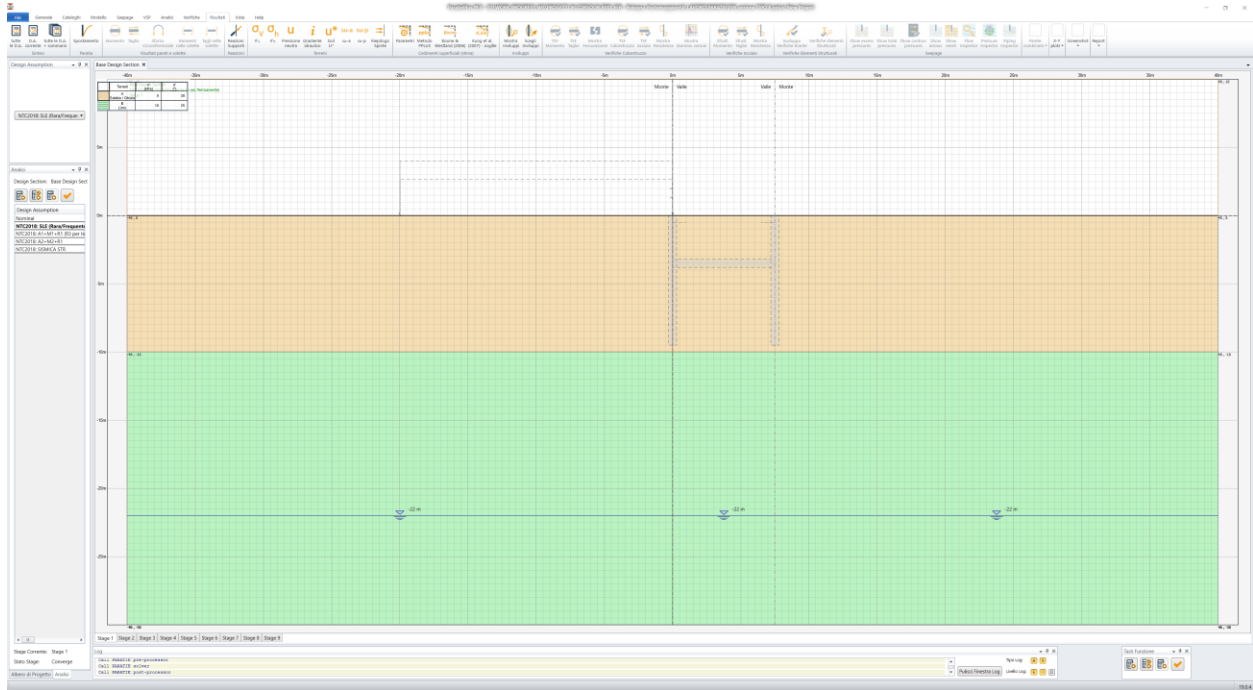


Figura 25: condizione geostatica

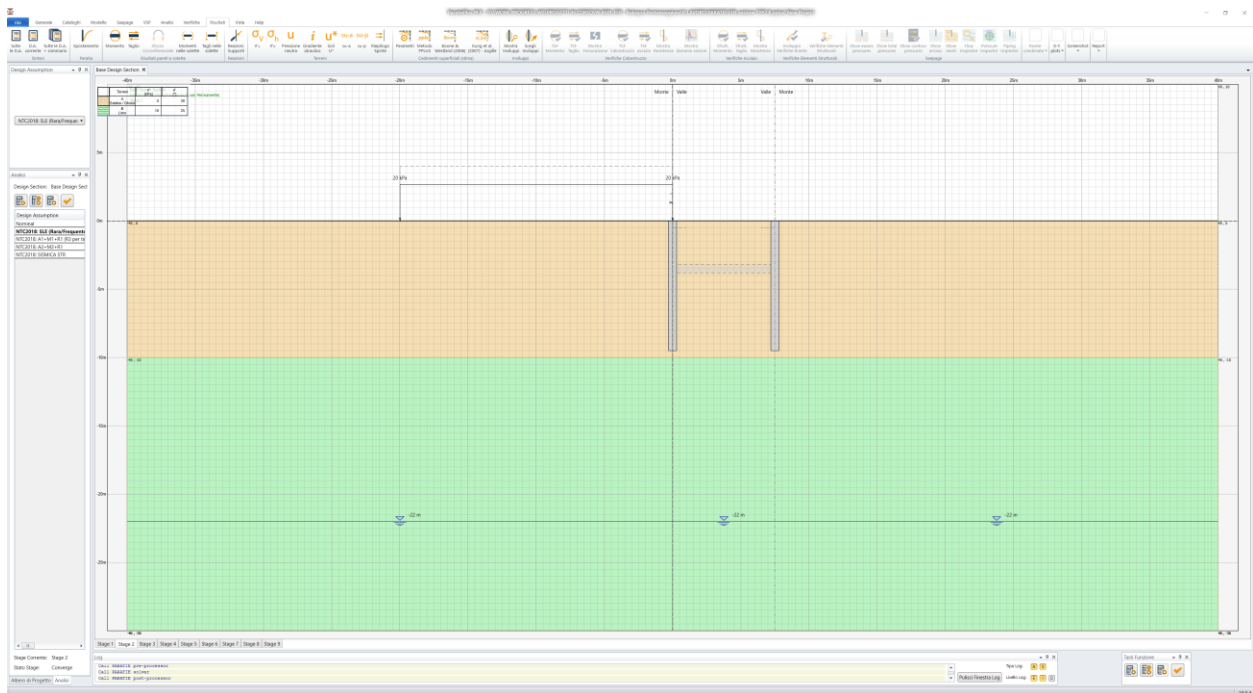


Figura 26: realizzazione dei diaframmi e applicazione sovraccarico da 20kPa

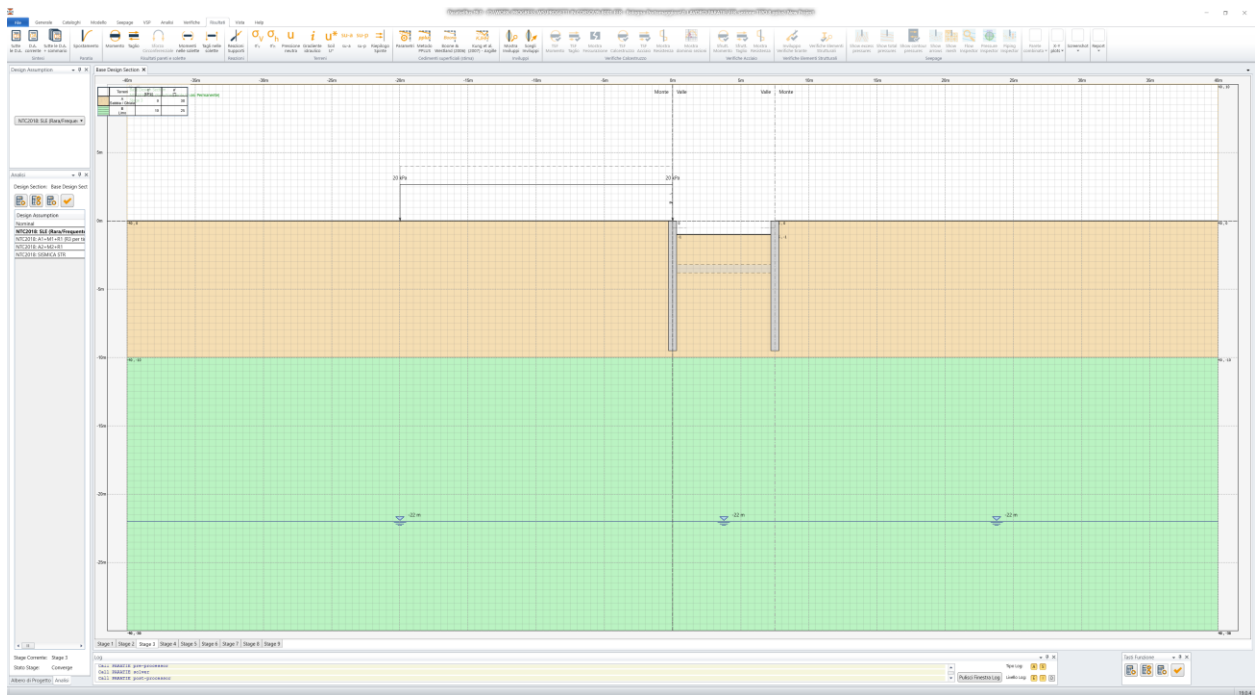


Figura 27: scavo a -1,0m da p.c.

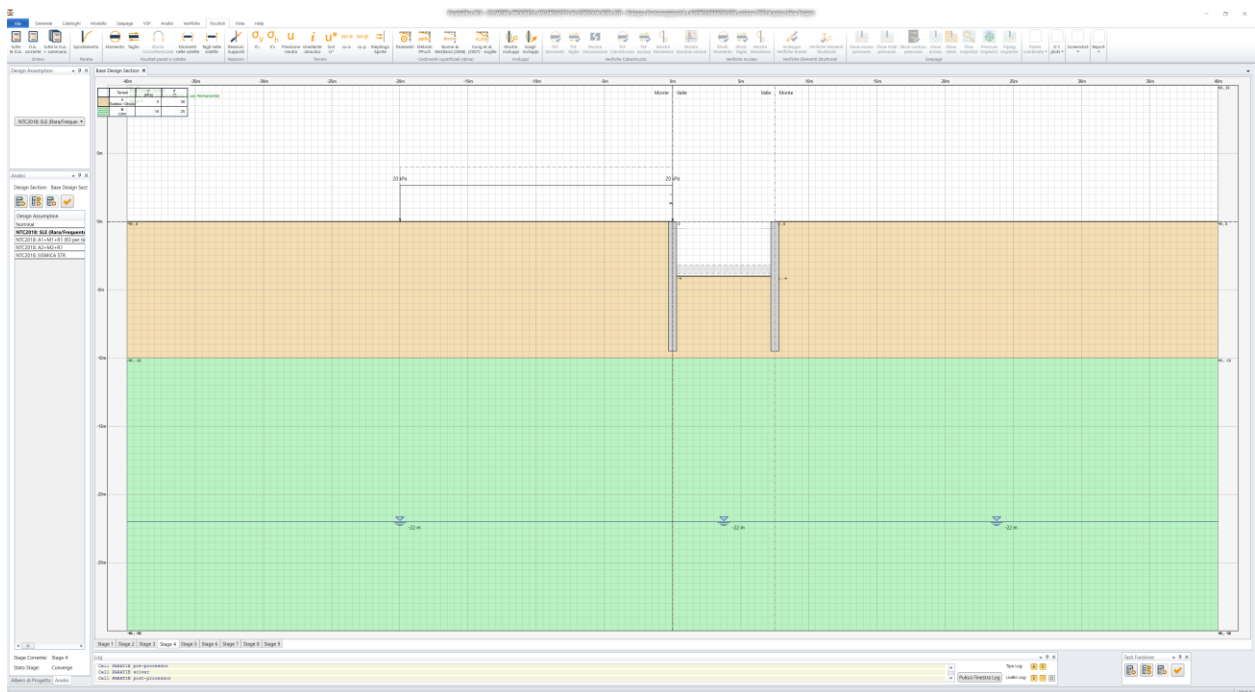
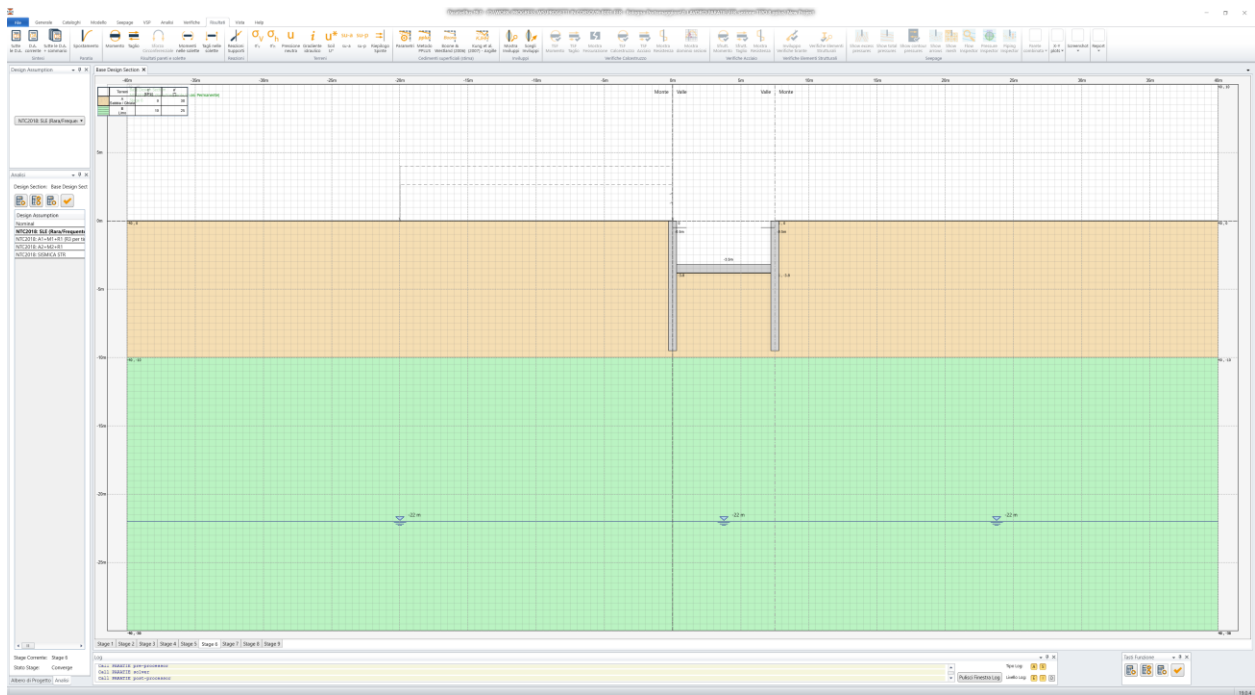
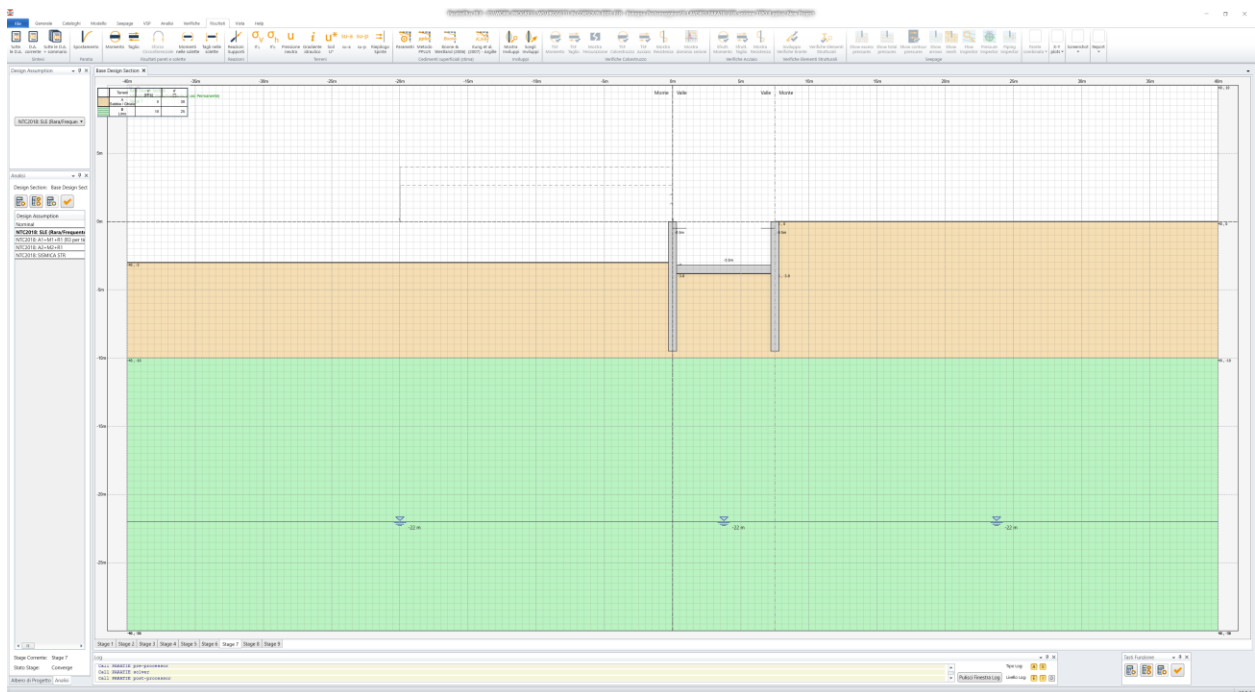


Figura 28: completamento dello scavo fino alla quota di progetto



**Figura 29: getto della soletta di fondo e delle fodere interne**



**Figura 30: scavo in fregio alla paratia**



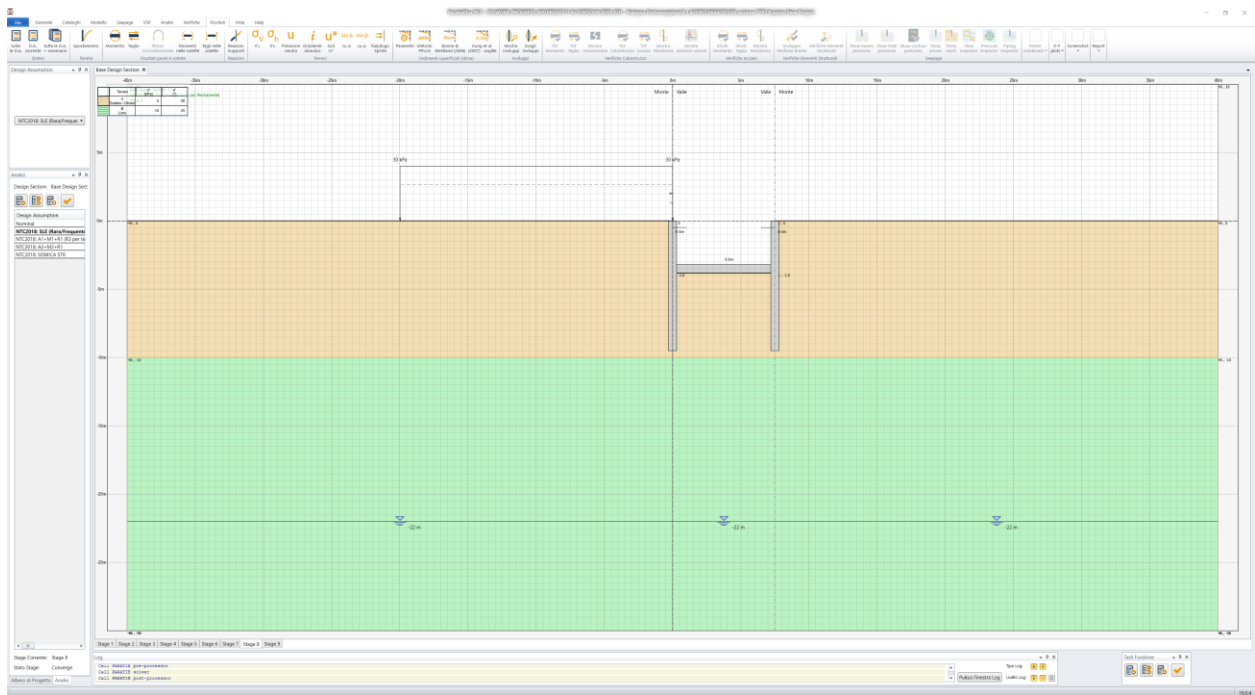


Figura 31: applicazione del carico da traffico a tergo della paratia (30 kPa)

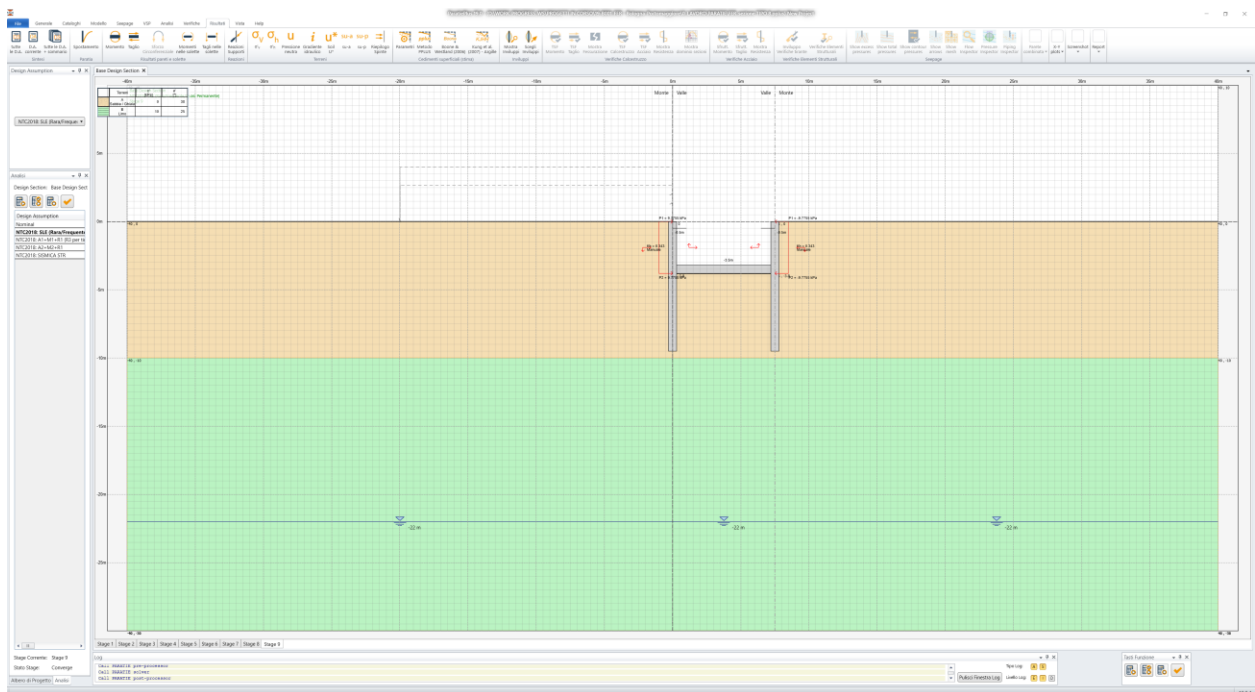


Figura 32: condizione sismica



## 7.4 ANALISI DEI CARICHI

### 7.4.1 Pesì propri e carichi permanenti portati

#### 7.4.1.1 *Pesì propri delle strutture*

I pesì propri delle strutture vengono determinati sulla base delle masse specifiche assunte per i materiali strutturali pari a 25 kN/mc per i conglomerati cementizi e pari a 78,50 kN/mc per gli acciai.

Il peso proprio della struttura viene calcolato dal programma in automatico in relazione allo spessore delle membrature (vedi tavole di carpenteria).

#### 7.4.1.2 *Ricoprimento solettone di copertura*

In esercizio si considera un sovraccarico sul solettone di copertura delle strutture interne dato da:

$$G_{2-1} = 20,00 \text{ kN/mc} * h$$

dove "h" è il ricoprimento in relazione alla sistemazione finale della superficie

#### 7.4.1.3 *Carico solettone di fondo*

All'interno del corpo della Galleria, in esercizio, si considera un sovraccarico pari a:

$$\text{Peso del riempimento:} \quad 20,00 \text{ kN/mc} * 1,30 \text{ m} = \quad 26 \text{ kN/mq}$$

$$\text{Peso strutture interne:} \quad 25,00 \text{ kN/mc} * (W)$$

dove "W" è il peso delle strutture gettate in opera

### 7.4.2 Spinte delle terre, dell'acqua di falda e dei fabbricati

#### 7.4.2.1 *Spinte delle terre*

In fase provvisoria le spinte delle terre sulle paratie vengono determinate sulla base dell'analisi di interazione terreno-struttura e degli spostamenti conseguenti.

La spinta del terreno viene valutata in automatico dal programma di calcolo.

#### 7.4.2.2 *Spinte dell'acqua di falda*

Come indicato al § 4.2 si considera assente la falda.

### 7.4.3 Carichi mobili ed altri sovraccarichi variabili antropici

#### 7.4.3.1 *Carico da traffico stradale*

Si considera la presenza di un carico da traffico a tergo delle paratie sia in fase provvisoria che in fase definitiva.

In fase provvisoria si considera un sovraccarico pari a 20 kN/m<sup>2</sup>.

In fase definitiva si considera invece, in via cautelativa, un sovraccarico a tergo pari 30 kN/m<sup>2</sup>.

#### 7.4.3.2 Carico da traffico ferroviario

Sul solettone di fondo, in esercizio, agisce il carico accidentale dovuto al passaggio dei treni in transito.

Poiché il carico si scarica direttamente sul terreno di fondazione, attraverso l'armamento e il solettone di fondo, l'effetto sulle strutture verrà trascurato perché non dimensionante.

#### 7.4.4 Azioni sismiche

Per le opere in oggetto sono ragionevolmente adottate le seguenti ipotesi di calcolo in accordo a quanto riportato ai § 7 e 7.2.1 del D.M. 17/01/2018:

- Si conduce un'analisi statica equivalente considerando che la struttura interrata si muova con il terreno circostante (periodo proprio della struttura  $T=0$  e conseguente fattore di struttura  $q=1$ );
- Si considerano solo le verifiche allo Stato Limite Ultimo  $SLU = SLV$  con  $q=1$  (cioè analisi lineare elastica non dissipativa), non risultando significativo indagare lo  $SLE = SLD$ ;
- Non si considerano gli effetti dinamici della falda;
- Si trascura la componente verticale del sisma.

Pertanto alla luce delle precedenti ipotesi si ottiene una ordinata dello spettro di risposta pari a:

$$S_{SLV (T=0)} = (a_g/g) \cdot S = K_x = \pm 0.343.$$

L'effetto del sisma viene implementato nella modellazione come già indicato al § 6.2.3.

#### 7.4.5 Altre azioni

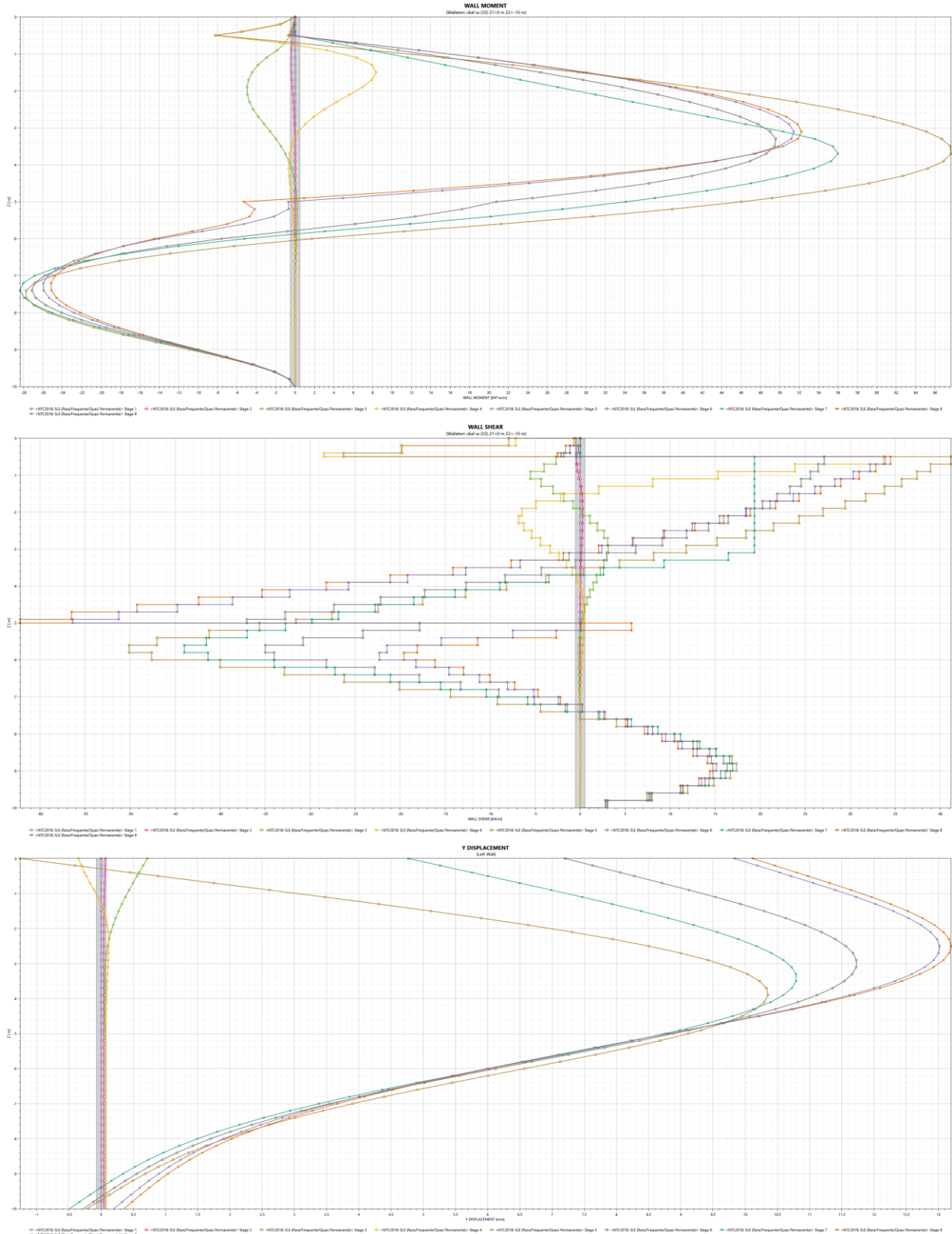
Al fine di valutare possibili scenari futuri, viene simulato anche lo scavo in fregio ai diaframmi per una profondità di 3m da p.c.

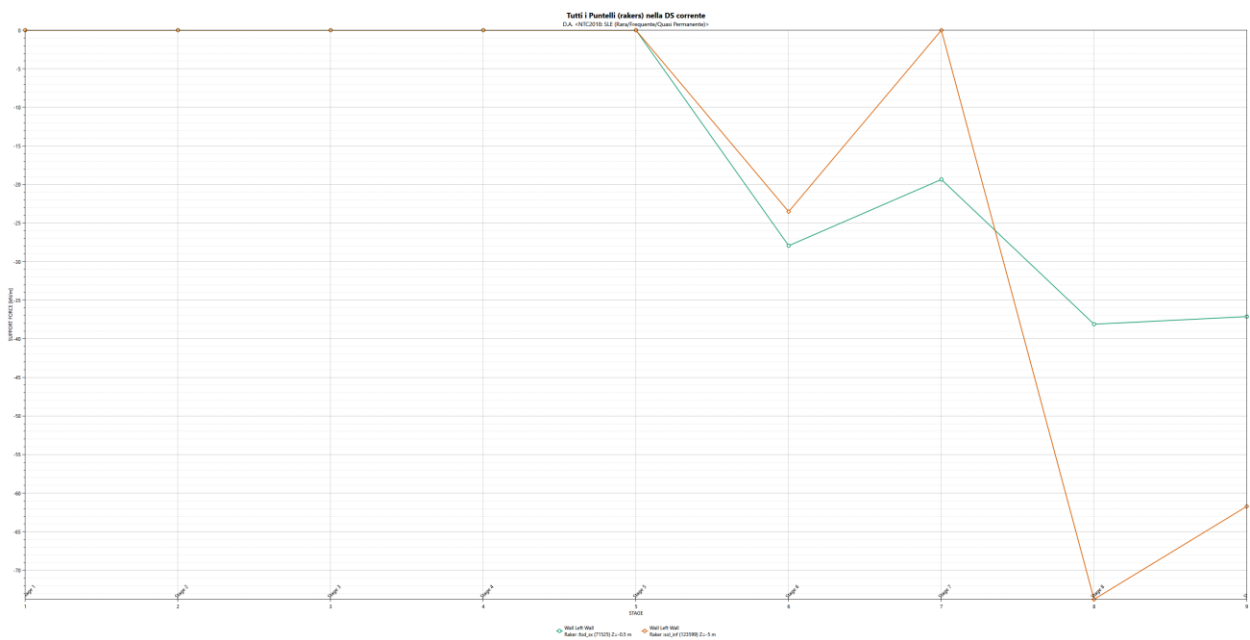
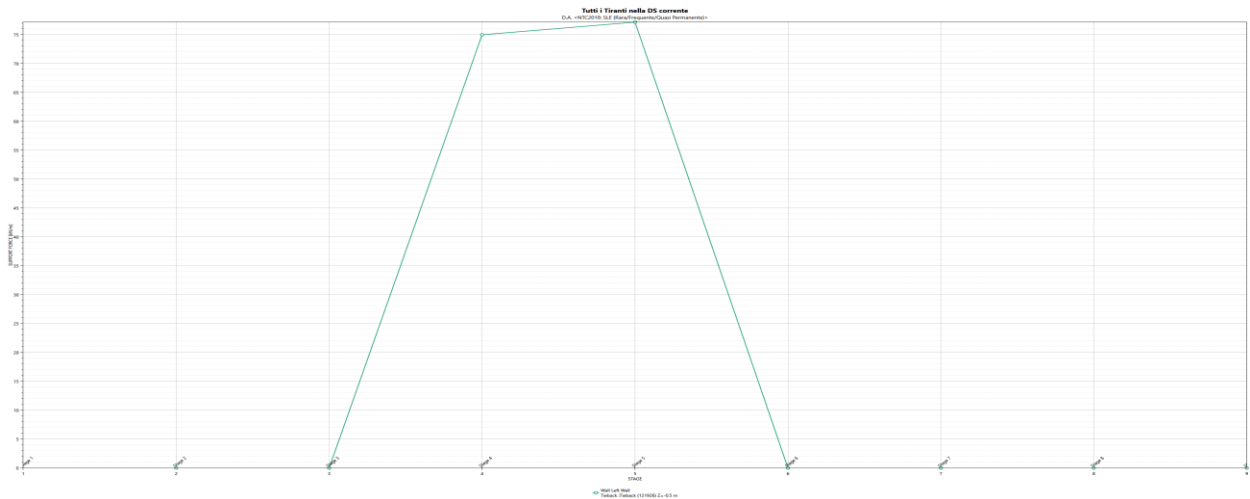
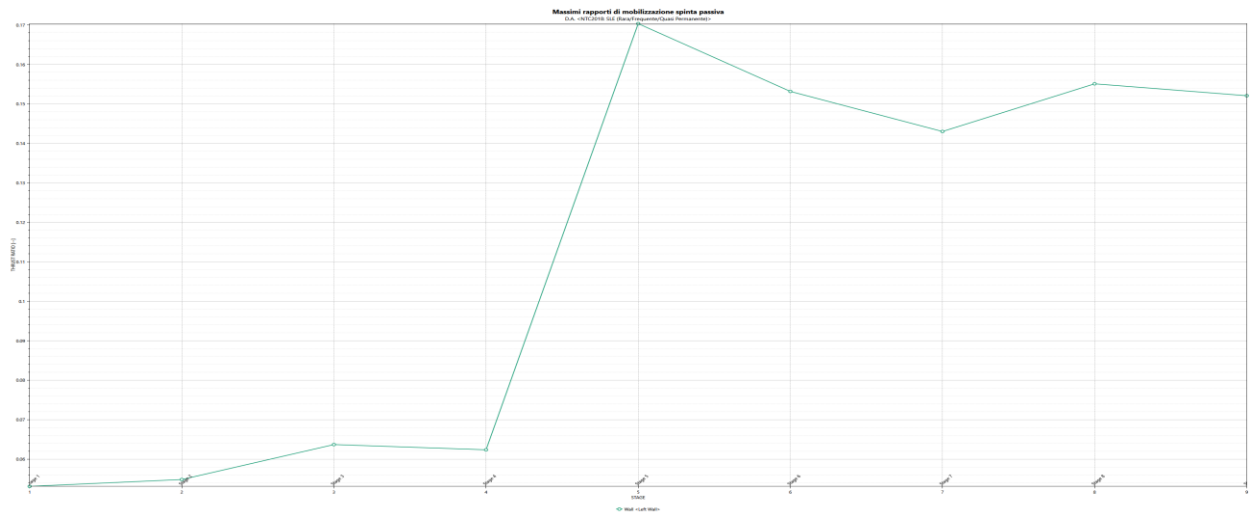
Per profondità superiori si rimanda a valutazioni di dettaglio da eseguirsi caso per caso.

### 7.5 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

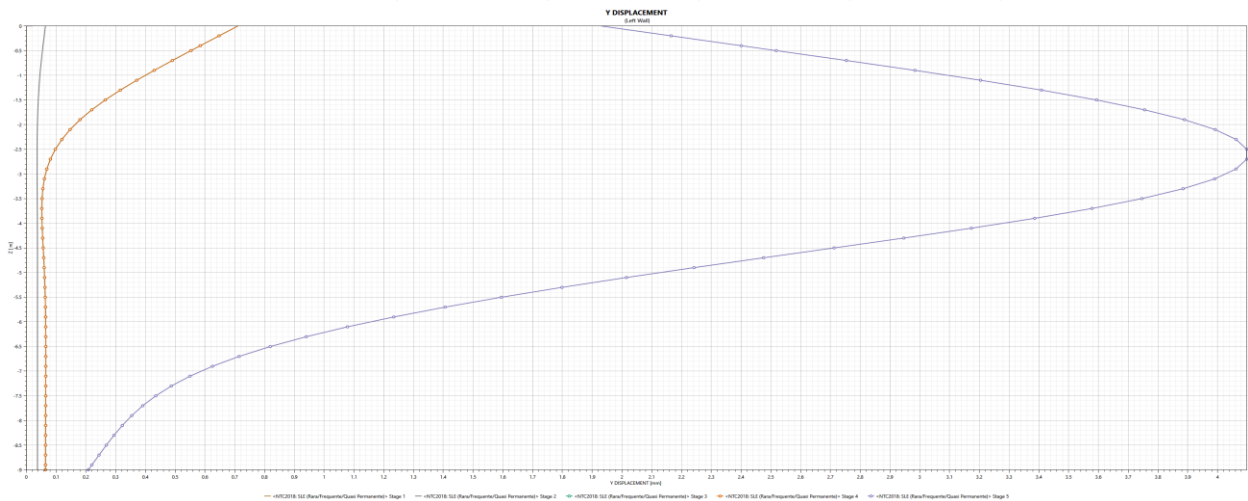
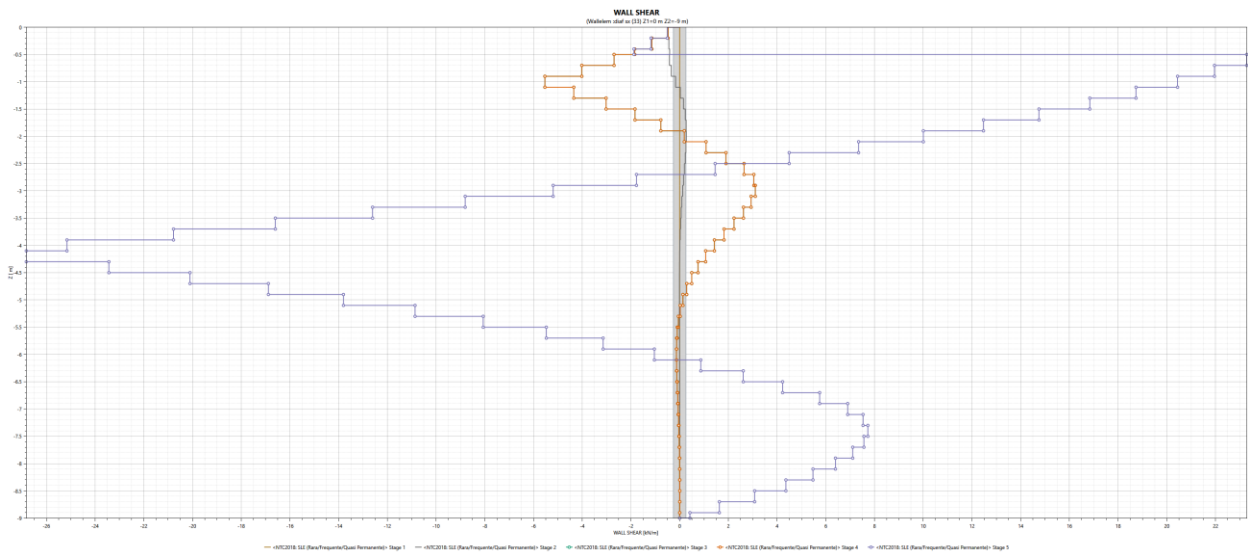
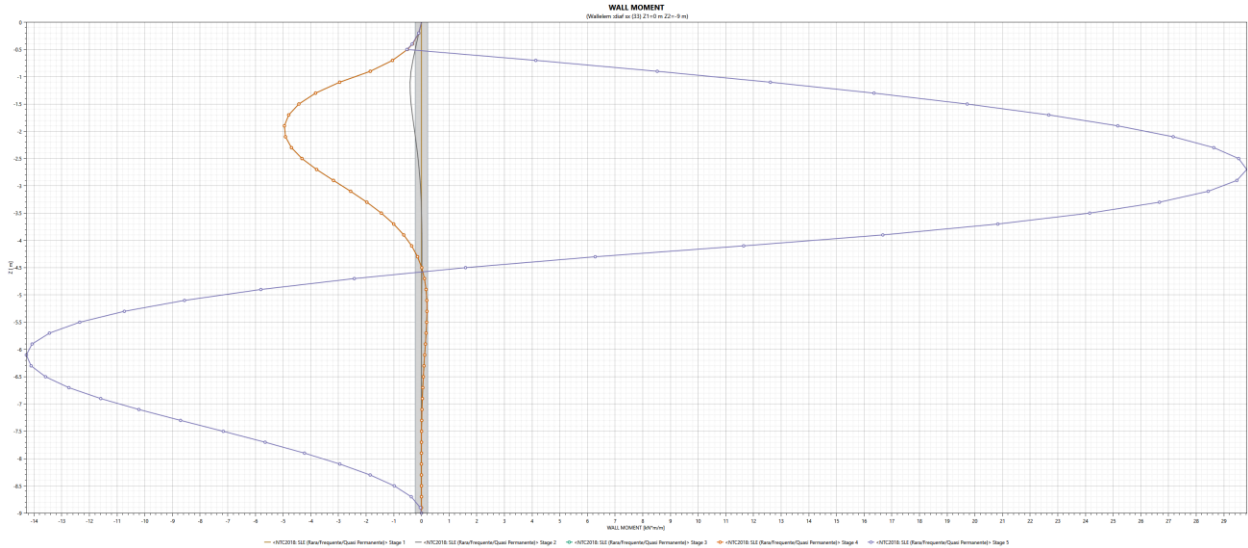
Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione e deformazione nella combinazione ANALISI 1 per le differenti sezioni di calcolo analizzate.

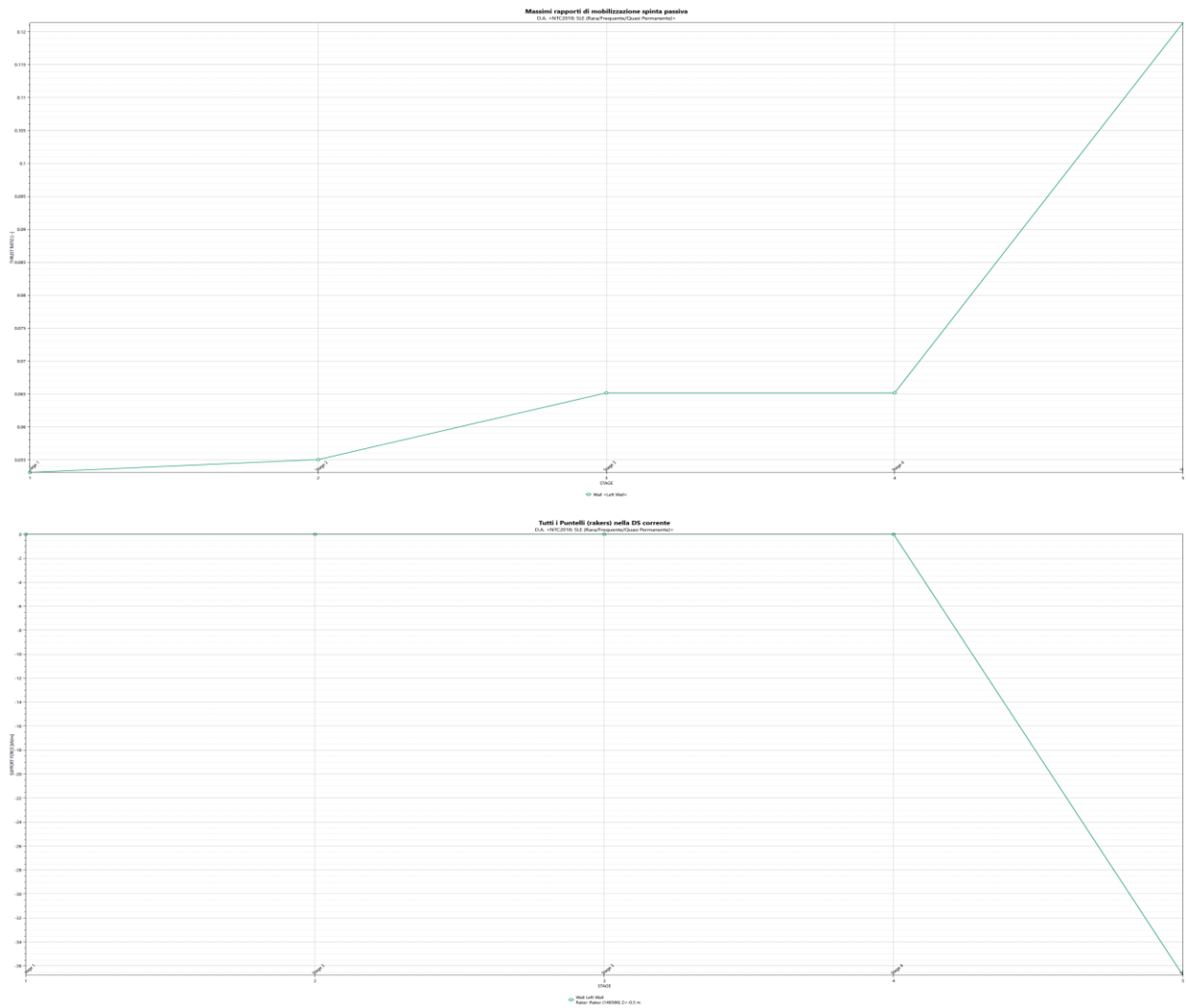
### 7.5.1 Sollecitazioni micropali TIPO Ri1





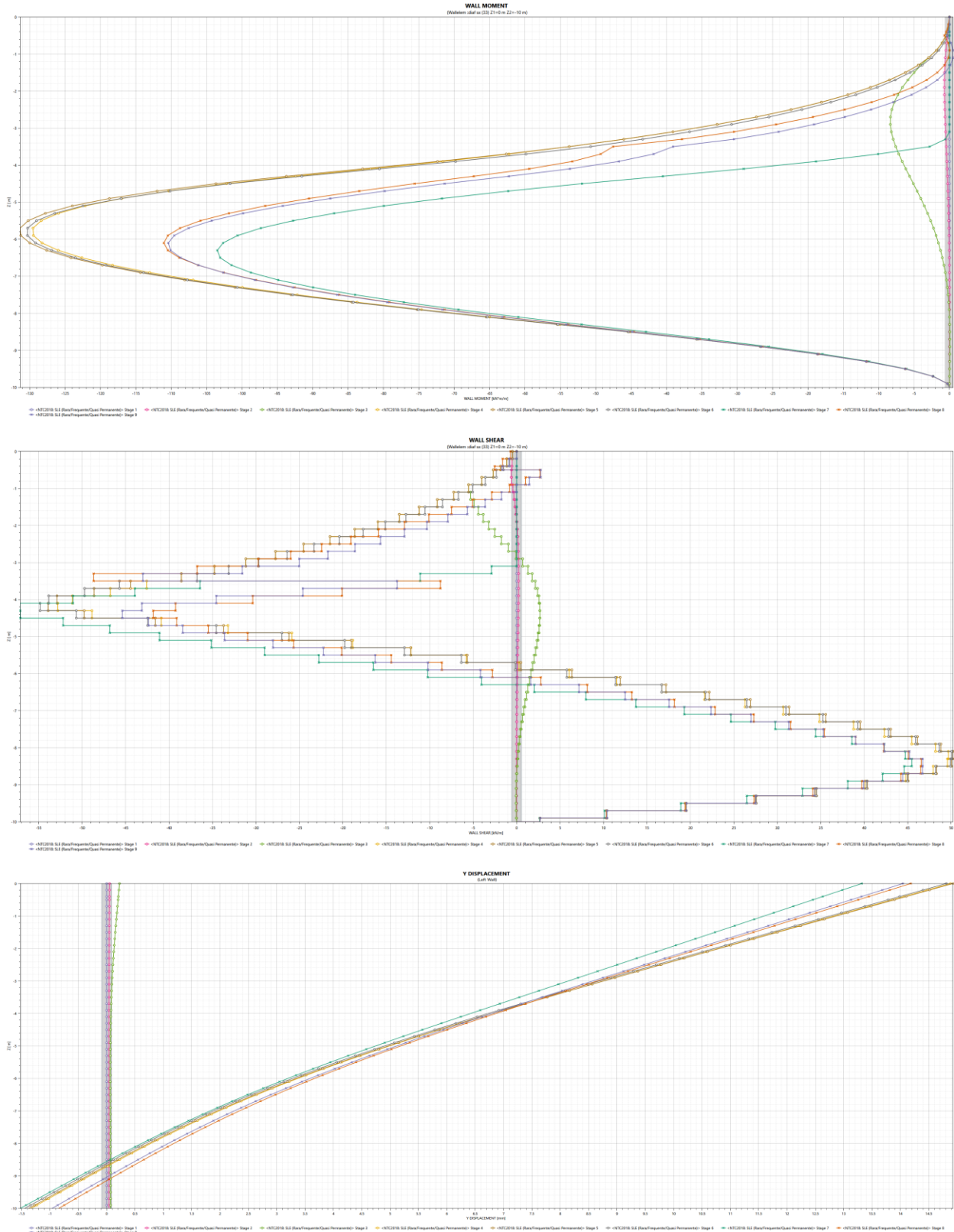
## 7.5.2 Sollecitazioni micropali TIPO Ri2

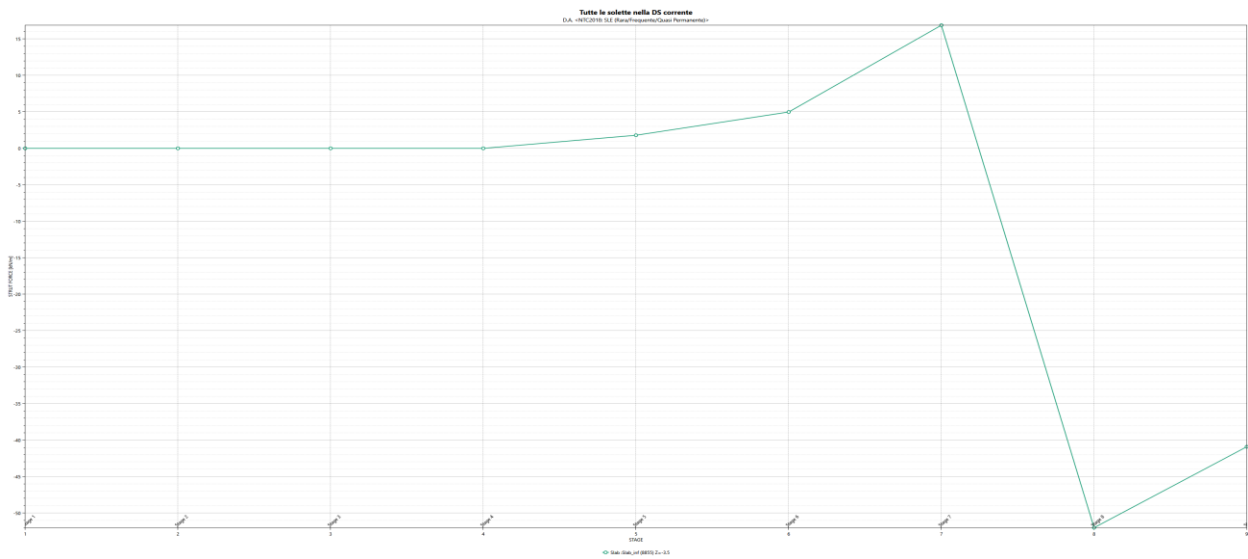
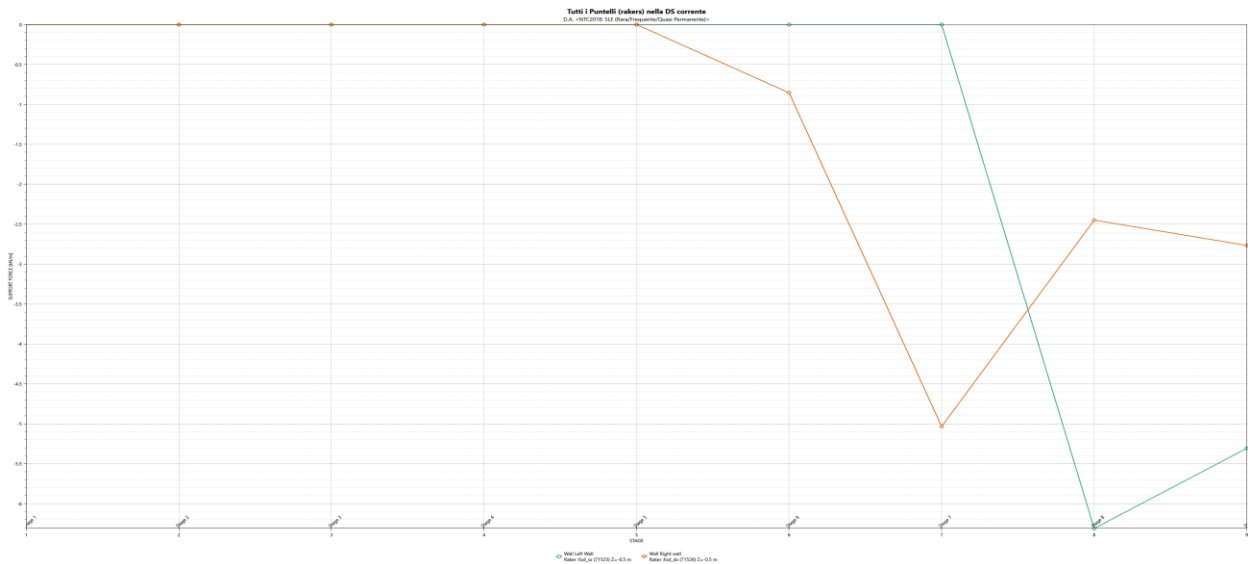
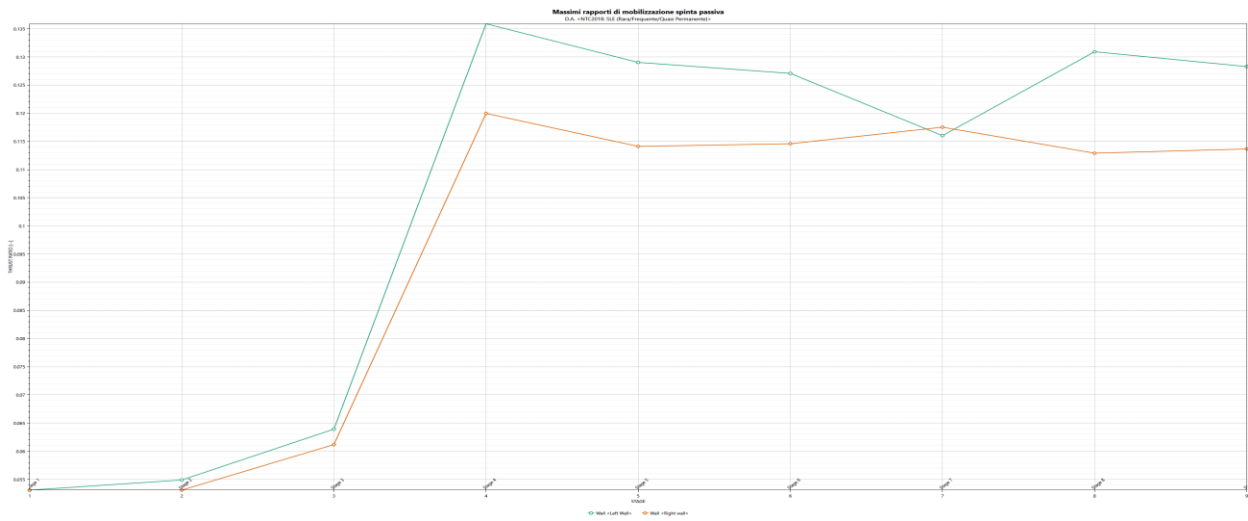






### 7.5.3 Sollecitazioni pannelli TIPO Ri3\Ri4





## 7.6 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17.01.2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2) così come indicato al § 6.4.

Le verifiche sono state condotte tramite il programma SEZ CA prodotta dalla GeoStru Software (ver. 2018.10.0.768).

### 7.6.1 Verifica della berlinese TIPO Ri1

Dalle risultanze ottenute dai modelli di calcolo e riportate ai § precedenti, si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

| COMBO      | M (kNm/m) | N (kN/m) | T (kN/m) |
|------------|-----------|----------|----------|
| ANALISI 1  | -29 \ 68  | 0        | -        |
| ANALISI 2A | -37 \ 90  | 0        | 82,00    |
| ANALISI 3  | -29 \ 68  | 0        | 77,00    |

Si prevedono micropali diametro f300, interasse 45 cm, armati con tubo in acciaio S355  $\phi$ 168,3x8.

A favore di sicurezza si affida la resistenza della struttura alla sola armatura tubolare, avente le seguenti caratteristiche:

|       |            |                 |                               |
|-------|------------|-----------------|-------------------------------|
| sp =  | 8          | mm              | spessore tubo                 |
| D =   | 168.3      | mm              | diametro esterno tubo         |
| A =   | 4'428      | mm <sup>2</sup> | area tubo                     |
| J =   | 12'970'000 | mm <sup>4</sup> | momento di inerzia            |
| Wel = | 154'130    | mm <sup>3</sup> | modulo di resistenza elastico |
| Wpl = | 206'000    | mm <sup>3</sup> | modulo di resistenza plastico |

Da cui le verifiche nella condizione più sfavorevole risultano essere:

|                            |         |     |  |
|----------------------------|---------|-----|--|
| <b>M<sub>y,Ed</sub></b>    | 40.50   | kNm |  |
| <b>N<sub>Ed</sub></b>      | 0.00    | kN  |  |
| <b>V<sub>z,Ed</sub></b>    | 36.90   | kN  | taglio sollecitante                                  |
| <b>M<sub>pl,y,Rd</sub></b> | 69.65   | kNm | momento resistente plastico di progetto              |
| <b>M<sub>v,y,Rd</sub></b>  | 69.65   | kNm | momento resistente di progetto ridotto per il taglio |
| <b>N<sub>pl,Rd</sub></b>   | 1361.85 | kN  | resistenza plastica di progetto                      |
| <b>M<sub>N,y,Rd</sub></b>  | 69.65   | kNm | momento resistente plastico di progetto ridotto      |

Le verifiche risultano quindi soddisfatte.

Per quanto riguarda il sistema di ritegno provvisorio, si è impiegato 1 ordine di tiranti:

| QUOTA [m da p.c.] | Numero trefoli 0,6" | Interasse [m] | inclinazione [°] | L. libera [m] | L. ancor. [m] | Tiro T <sub>0</sub> [kN] |
|-------------------|---------------------|---------------|------------------|---------------|---------------|--------------------------|
| -0,5 m            | 3                   | 4             | 20               | 6,5           | 7             | 300                      |

Si riportano nel seguito le verifiche per ogni singolo tirante utilizzato, in funzione dei carichi agenti riportati precedentemente.

| TIRANTE A QUOTA<br>-0,5 m da p.c. | ANALISI | Sollecitazione Pd [kN] | Resistenza del tirante Rpd [kN] | Resistenza sfilamento bulbo-terreno Rda1 [kN] | Resistenza sfilamento trefoli-bulbo Rda2 [kN] |
|-----------------------------------|---------|------------------------|---------------------------------|---|---|
|                                   | 1       | 312                    | 448                             | -   | -   |
|                                   | 2A      | 404                    | 606                             | 448*  | 663   |
|                                   | 2B      | 328                    | 606                             | 448*  | 663   |
|                                   | 3       | -                      | -                               | -   | -   |

\* la  $\tau_1$  è assunta pari a 120 kPa.

Il tirante è verificato in quanto  $Pd < \min(Rpd; Rda1; Rda2)$ .

Inoltre è verificata anche la gerarchia delle resistenze in quanto la resistenza caratteristica a snervamento della parte libera è pari a 606 kN, maggiore della resistenza a sfilamento del bulbo-terreno pari a 448kN.

In accordo a quanto riportato al § 6.4.4, i valori di resistenza adottati nelle verifiche a sfilamento del tirante sono così ottenuti:

|                 |               |           |
|-----------------|---------------|-----------|
| fyk             | 1670          | Mpa       |
| $\gamma$        | 1.15          |           |
| As              | 417           | mmq       |
| <b>Rpd (**)</b> | <b>605.56</b> | <b>kN</b> |

|             |               |           |
|-------------|---------------|-----------|
| $\tau$      | 120           | kPa       |
| D           | 0.2           | m         |
| $\alpha$    | 1.7           |           |
| FS          | 2             |           |
| L           | 7             | m         |
| <b>Rda1</b> | <b>448.39</b> | <b>kN</b> |

|             |               |           |
|-------------|---------------|-----------|
| $\tau$      | 1.2           | Mpa       |
| D           | 15.2          | mm        |
| $\beta$     | 2.15          |           |
| FS          | 1.3           |           |
| L           | 7             | m         |
| <b>Rda2</b> | <b>663.05</b> | <b>kN</b> |

(\*\*) in condizione di esercizio si divide cautelativamente il valore resistente per 1,35

## 7.6.2 Verifica della berlinese TIPO Ri2

Dalle risultanze ottenute dai modelli di calcolo e riportate ai § precedenti, si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

| COMBO      | M (kNm/m) | N (kN/m) | T (kN/m) |
|------------|-----------|----------|----------|
| ANALISI 1  | -15 \ 30  | 0        | -        |
| ANALISI 2A | -20 \ 40  | 0        | 36,00    |
| ANALISI 3  | -17 \ 46  | 0        | 37,00    |

Si prevedono micropali diametro f300, interasse 45 cm, armati con tubo in acciaio S355  $\phi$ 168,3x8.

A favore di sicurezza si affida la resistenza della struttura alla sola armatura tubolare, avente le seguenti caratteristiche:

sp = 8 mm spessore tubo  
D = 168.3 mm diametro esterno tubo

$A = 4'428 \text{ mm}^2$  area tubo  
 $J = 12'970'000 \text{ mm}^4$  momento di inerzia  
 $W_{el} = 154'130 \text{ mm}^3$  modulo di resistenza elastico  
 $W_{pl} = 206'000 \text{ mm}^3$  modulo di resistenza plastico

Da cui le verifiche nella condizione più sfavorevole risultano essere:

|                         |       |     |
|-------------------------|-------|-----|
| <b>M<sub>y,Ed</sub></b> | 21.00 | kNm |
| <b>N<sub>Ed</sub></b>   | 0.00  | kN  |
| <b>V<sub>z,Ed</sub></b> | 17.00 | kN  |

taglio sollecitante

|                            |         |     |
|----------------------------|---------|-----|
| <b>M<sub>pl,y,Rd</sub></b> | 69.65   | kNm |
| <b>M<sub>v,y,Rd</sub></b>  | 69.65   | kNm |
| <b>N<sub>pl,Rd</sub></b>   | 1361.85 | kN  |
| <b>M<sub>N,y,Rd</sub></b>  | 69.65   | kNm |

momento resistente plastico di progetto  
 momento resistente di progetto ridotto per il taglio  
 resistenza plastica di progetto  
 momento resistente plastico di progetto ridotto

Le verifiche risultano quindi soddisfatte.

Per quanto riguarda il sistema di ritegno provvisorio impiegato, si è utilizzato 1 ordine di puntoni:

| QUOTA<br>[m da p.c.] | Dimensioni | Interasse<br>[m] |
|----------------------|------------|------------------|
| -0,5 m               | φ139,7x8   | 5,00             |

Dalle analisi svolte, la massima azione assiale agli SLU per la sezione, vale:

$$N^* = -275 \text{ kN/m}$$

considerando inoltre che il puntone viene inclinato a 45°, l'azione di verifica vale:

$$N^* = -389 \text{ kN/m}$$

Con riferimento alle norme vigenti si eseguono le verifiche di stabilità delle membrature della sezione in esame (vedi § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3 del D.M. 17-01-2018).

L'elemento risulta prevalentemente soggetto a sforzo normale; per cui la verifica da eseguire è che  $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$ , con  $N_{Ed}$  sforzo normale di progetto e  $N_{b,Rd}$  la resistenza a instabilità dell'elemento.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{389}{\chi \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{389}{0,472 \cdot 3309 \cdot 323 \cdot 10^{-3}} = 0,770 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

dove

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0,472$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 1,355$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 1,122$$

### 7.6.3 Verifica pannelli TIPO Ri3/Ri4

Dalle risultanze ottenute dai modelli di calcolo e riportate ai § precedenti, si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

| COMBO      | M (kNm/m) | N (kN/m) | T (kN/m) |
|------------|-----------|----------|----------|
| ANALISI 1  | -132 \ 0  | -75      | -        |
| ANALISI 2A | -179 \ 0  | -75      | 78,00    |
| ANALISI 3  | -132 \ 0  | -75      | 79,00    |

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare di pannello di spessore 60cm:

| TIPO    | Armatura lato scavo          | Armatura lato terra             | Staffe                 |
|---------|------------------------------|---------------------------------|------------------------|
| Ri3/Ri4 | 5 $\phi$ 18 copriferro 10 cm | 10 $\phi$ 18 copriferro 10,2 cm | 2 braccia $\phi$ 12/20 |

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 9.2 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.1 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 8.0 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm<sup>2</sup>]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

| N°Comb | Ver | N     | Mx      | N rd  | Mx rd   | Mis.Sic. | Yn  | x/d | C.Rid. | As Tot.     |
|--------|-----|-------|---------|-------|---------|----------|-----|-----|--------|-------------|
| 1      | S   | 75.00 | -180.00 | 75.02 | -479.47 | 2.657    | 9.6 | --- | ---    | 38.2 (18.0) |

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

| N°Comb | ec max  | Yc max | es min   | Ys min | es max   | Ys max |
|--------|---------|--------|----------|--------|----------|--------|
| 1      | 0.00350 | 0.0    | -0.00013 | 10.0   | -0.01466 | 50.0   |

#### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 21.6 cm]  
 N.Bracci staffe: 2  
 Area staffe/m : 11.3 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima NTC = 2.6 cm<sup>2</sup>/m]

#### VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata



|      |   |
|------|---|
| Ved  | Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)                           |
| Vrd  | Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]                           |
| Vcd  | Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]                 |
| Vwd  | Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]                |
| bw z | Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Braccio coppia interna |
| Ctg  | Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato                          |
| Acw  | Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione                        |
| Ast  | Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]        |

| N°Comb | Ver | Ved   | Vcd     | Vwd    | bw z       | Ctg   | Acw   | ASt |
|--------|-----|-------|---------|--------|------------|-------|-------|-----|
| 1      | S   | 78.00 | 1136.56 | 510.55 | 100.0 46.1 | 2.500 | 1.009 | 1.7 |

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

|         |  |
|---------|--|
| Ver     | S = combinazione verificata / N = combin. non verificata   |
| Sc max  | Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]  |
| Yc max  | Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  |
| Sc min  | Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]   |
| Yc min  | Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  |
| Sf min  | Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]   |
| Ys min  | Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  |
| Dw Eff. | Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre   |
| Ac eff. | Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  |
| As eff. | Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)   |
| D barre | Distanza in cm tra le barre tese efficaci.<br>(D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2) |

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| 1      | S   | 3.56   | 0.0    | 0.00   | 17.2   | -102.1 | 10.0   | 14.3    | 1427    | 25.4    | 8.9     |

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

|         |   |
|---------|---|
| Ver     | Esito verifica  |
| e1      | Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata                                 |
| e2      | Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata                               |
| e3      | Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo   |
| K2      | = (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC   |
| Kt      | fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2   |
| e sm    | Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es    |
| srm     | Distanza massima in mm tra le fessure   |
| wk      | Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite. |
| M fess. | Momento di prima fessurazione [kNm]   |

| N°Comb | Ver | e1       | e2      | e3       | K2   | Kt   | e sm                | srm | wk             | M Fess. |
|--------|-----|----------|---------|----------|------|------|---------------------|-----|----------------|---------|
| 1      | S   | -0.00067 | 0.00027 | -0.00044 | 0.83 | 0.60 | 0.000306 (0.000306) | 595 | 0.182 (990.00) | -186.88 |

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| 1      | S   | 3.11   | 0.0    | 0.00   | 17.4   | -87.1  | 10.0   | 14.2    | 1419    | 25.4    | 8.9     |

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

| N°Comb | Ver | e1       | e2      | e3       | K2   | Kt   | e sm                | srm | wk           | M Fess. |
|--------|-----|----------|---------|----------|------|------|---------------------|-----|--------------|---------|
| 1      | S   | -0.00057 | 0.00023 | -0.00038 | 0.83 | 0.60 | 0.000261 (0.000261) | 594 | 0.155 (0.40) | -188.54 |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|

|   |   |      |     |      |      |       |      |      |      |      |     |
|---|---|------|-----|------|------|-------|------|------|------|------|-----|
| 1 | S | 2.71 | 0.0 | 0.00 | 17.7 | -73.9 | 10.0 | 14.1 | 1408 | 25.4 | 8.9 |
|---|---|------|-----|------|------|-------|------|------|------|------|-----|

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

| N°Comb | Ver | e1       | e2      | e3       | K2   | Kt   | e sm                | srm | wk           | M Fess. |
|--------|-----|----------|---------|----------|------|------|---------------------|-----|--------------|---------|
| 1      | S   | -0.00048 | 0.00020 | -0.00032 | 0.83 | 0.40 | 0.000222 (0.000222) | 592 | 0.131 (0.30) | -190.52 |

## 8 STAZIONE RIMESSE: ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI DELLE STRUTTURE DI STAZIONE

### 8.1 MODELLAZIONE DI CALCOLO

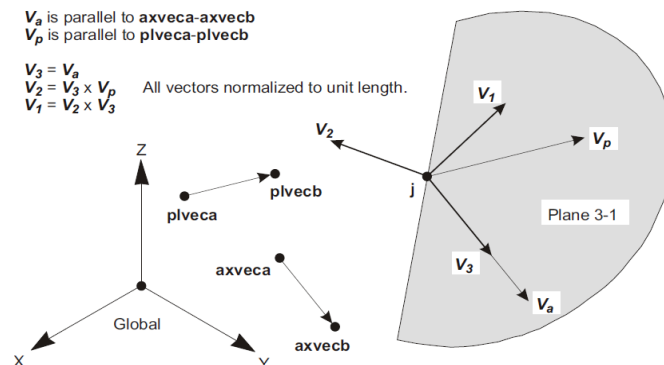
Il calcolo agli elementi finiti del modello è stato effettuato utilizzando il codice SAP 2000 (versione 19.2.2) prodotto dalla "CSI Computer and Structures Inc." – Berkeley (CA) - USA.

Il programma è un solutore agli E.F. (Elementi Finiti) capace di modellare strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare e non lineare.

Sono disponibili i seguenti tipi di oggetto elencati in ordine di dimensione geometrica:

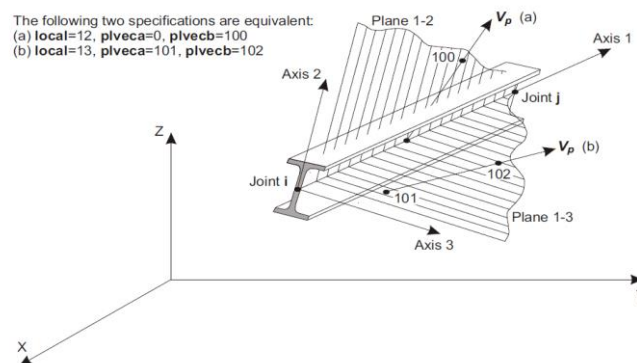
#### "Point":

- comune oggetti: sono automaticamente creati in angoli o estremità di tutti gli altri tipi di oggetti, e possono essere aggiunti in modo esplicito
- collegamento a terra: sono utilizzate per modellare il comportamento di un sostegno speciale ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari
- il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento punto è:

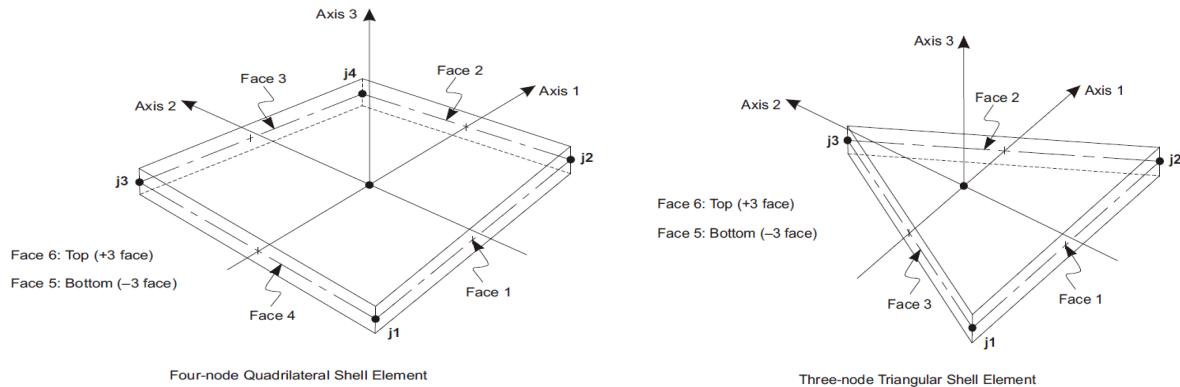


#### "Line":

- frame/cable/tendon: sono utilizzate per modellare le travi, colonne, braces, trusses, cavi e tiranti
- collegamento tra oggetti: sono utilizzate per modellare il comportamento di un membro speciali ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari. A differenza degli oggetti o frame/cable/tendon, questi oggetti possono avere lunghezza zero.
- il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento linea è:



“Area”: vengono utilizzate per modellare le pareti, pavimenti e altri membri dotati di spessore, nonché solidi bidimensionale solids (plane stress, plane strain, and axisymmetric solids). Il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento area è:



Il programma SAP2000 permette di svolgere analisi atte a definire la risposta in conseguenza dell'applicazione di carichi mobili, analisi del dominio di frequenza (sia steady-state che power-spectral-density), del dominio del tempo e analisi di instabilità.

Mediante il programma si possono implementare nel modello di calcolo elementi a comportamento particolare quali:

- non linear link element (gaps, hooks, isolators, dampers, and multi-linear plasticity)
- a multi-linear plastic hinge
- catenary cable element
- non-linear shell element

Il programma SAP2000 permette inoltre di condurre analisi tipo non lineare statica, analisi tipo pushover e analisi non lineari tipo time-history mediante l'utilizzo di analisi modale o integrazione diretta. Il software contempla la presenza di elementi bidimensionali (piani - shell) in grado di rappresentare sia il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), ed elementi tipo trave (beam).

I modelli che schematizzano il comportamento piano della struttura (sezioni trasversali) sono stati sviluppati attraverso elementi finiti asta tipo “beam” collegati tra loro mediante vincoli interni costituiti da:

- completo ripristino delle sollecitazioni in caso di parti gettate in opera;
- cerniere in grado di trasferire azioni taglianti e assiali in caso di solai con orditura principale e secondaria.

I modelli analizzati, schematizzano porzioni di struttura di profondità unitaria.

Nel caso in cui siano presenti nella sezione di calcolo pilastri e\o travi a interasse “*l*” (interasse misurato nella profondità del modello), la dimensione del pilastro/trave nella direzione della profondità del modello viene divisa per il valore di *i*.

Per modellare l'interazione tra la struttura stessa ed il terreno si è fatto ricorso a molle di opportuna rigidità reagenti esclusivamente ad azioni di compressione.

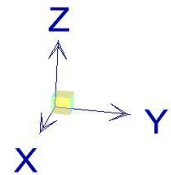
Si assume un comportamento del terreno di fondazione alla Winkler.

Per le costanti di sottofondo del terreno da applicare alle pareti applichiamo forfettariamente ed a favore di sicurezza una costante elastica pari 1/4 della costante di sottofondo verticale. Riassumendo per quando riguarda l'intensità delle molle sui diversi elementi strutturali si adottando cautelativamente i seguenti valori:

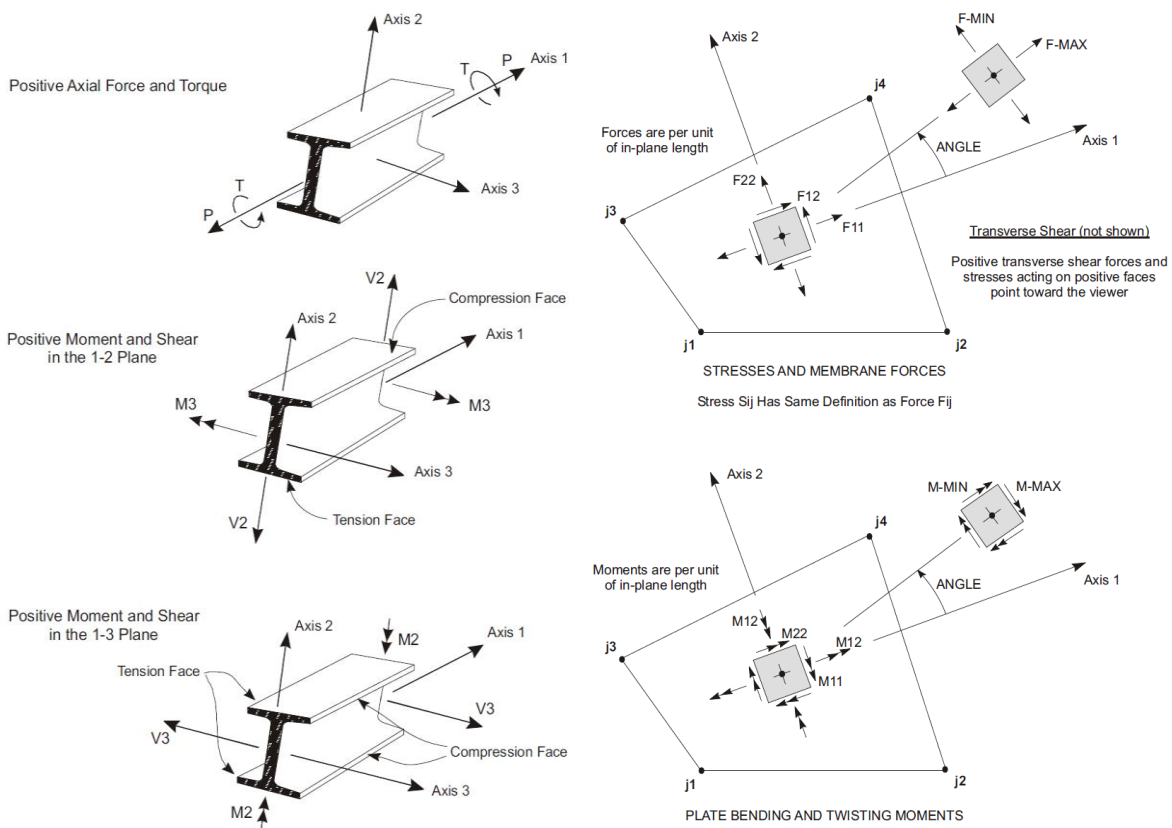
- Pareti:  $k_x = 12500 \text{ kN/m}^3$
- Fondazione:  $k_z = 50000 \text{ kN/m}^3$

La disposizione degli assi segue la "regola della mano destra":

- l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale della galleria;
- l'asse Y è diretto secondo l'asse trasversale della galleria, positivo da sx vs dx;
- l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.



Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo la convenzione riportata nella figura successiva.



## 8.2 METODOLOGIA D'INTERVENTO E FASI OPERATIVE

Per la realizzazione degli scavi si impiegheranno paratie di diaframmi in calcestruzzo contrastate mediante puntoni. In fase definitiva il contrasto delle paratie sarà fornito dai solai in c.a. e dal solettone di fondo. Le strutture interne si completano con il getto delle contropareti in c.a. contro le paratie, previa posa di guaine impermeabilizzanti. Per maggiori dettagli sulle fasi operative considerate si rimanda al § 7.3.

## 8.3 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano i carichi considerati nel dimensionamento degli impalcati e delle strutture interne contro terra. Tutti i carichi verticali indicati non sono fattorizzati. I coefficienti di combinazione sono conformi a quanto stabilito dalle NTC 2018, se non diversamente specificato.

### 8.3.1 Pesi propri e permanenti portati

#### 8.3.1.1 Pesi propri delle strutture

I pesi propri delle strutture vengono determinati sulla base delle masse specifiche assunte per i materiali strutturali pari a  $25 \text{ kN/m}^3$  per i conglomerati cementizi e pari a  $78,50 \text{ kN/m}^3$  per gli acciai.

Il peso proprio della struttura viene calcolato dal programma in automatico in relazione allo spessore delle membrature (vedi tavole di carpenteria).

I pesi propri delle strutture rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{1pz}$** .

#### 8.3.1.2 Ricoprimento solettone di copertura

La stazione risulta aperta pertanto non si considerano azioni agenti in copertura.

I carichi sul solettone di copertura rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{2z}$** .

#### 8.3.1.3 Sovraccarichi permanenti sul solettone di fondo

Sono da considerare due carichi agenti del tipo permanente "non strutturale":

- riempimento con materiale avente peso specifico pari a  $25,00 \text{ kN/m}^3$ , posto tra l'estradosso del solettone di fondo e l'armamento (condizione cautelativa);
- tipo di armamento utilizzato; si considera una distanza tra piano ferro e struttura portante fino a 40 cm, a cui si associa un carico pari a  $5,00 \text{ kN/m}^2$

I sovraccarichi permanenti sul solaio di fondo rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{5z}$** .

#### 8.3.1.4 Sovraccarichi permanenti sugli orizzontamenti intermedi (se presenti)

I carichi permanenti considerati per le diverse tipologie di locali sono riepilogati di seguito:

- solai con finitura 10 cm o pavimenti galleggianti:  $3.0 \text{ kN/m}^2$
- solai con finitura tra 10 cm (escluso) e 20 cm:  $5.0 \text{ kN/m}^2$

I sovraccarichi permanenti sugli orizzontamenti intermedi rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{6z}$** .

### 8.3.2 Spinte delle terre e dell'acqua di falda

#### 8.3.2.1 Spinte delle terre

Congruentemente con quanto sviluppato nel modello di calcolo eseguito col programma d'interazione terreno-struttura "Paratie", l'azione di spinta delle terre viene applicata come forze concentrate in corrispondenza dei solai e/o fodere. Tali valori sono desunti dai modelli di paratie sviluppati per il calcolo delle strutture di sostegno (per maggior dettaglio si rimanda al § 7).

Le spinte delle terre in fase statica con falda di riferimento in condizione M1 rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{3,1}$** ; le spinte delle terre in fase statica con falda di progetto in condizione M1 rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{3,2}$** .



### 8.3.2.2 Spinte dell'acqua di falda

Come indicato al § 4.2 si considera assente la falda.

La spinta dell'acqua in condizione di progetto rientra nella **Cond. Elementare G<sub>4</sub>'**.

## 8.3.3 Carichi mobili e altri sovraccarichi variabili antropici

### 8.3.3.1 Carico da traffico stradale

La stazione risulta aperta pertanto non si considerano azioni agenti in copertura.

Il sovraccarico dovuto ai veicoli applicato con un carico distribuito in copertura rientra nella **Cond. Elementare Q<sub>Ci</sub>**.

### 8.3.3.2 Carico da traffico Tramviario

La stazione risulta aperta pertanto non si considerano azioni agenti in copertura.

### 8.3.3.3 Sovraccarichi variabili sugli orizzontamenti intermedi (se presenti) e solettone di fondo

I sovraccarichi variabili per le verifiche globali vengono valutati in funzione dei locali:

| <u>Carichi accidentali:</u>    | $q_{acc}$              | $\Psi_{0j}$ | $\Psi_{1j}$ | $\Psi_{2j}$ |
|--------------------------------|------------------------|-------------|-------------|-------------|
| - Locali aperti al pubblico    | 5.0 kN/m <sup>2</sup>  | 0.70        | 0.70        | 0.60        |
| - Locali tecnici non specifici | 10.0 kN/m <sup>2</sup> | 1.00        | 0.90        | 0.80        |
| - Locali UPS/Ventilatori       | 12.0 kN/m <sup>2</sup> | 1.00        | 0.90        | 0.80        |
| - Locali UPS/Quadri            | 15.0 kN/m <sup>2</sup> | 1.00        | 0.90        | 0.80        |
| - Locali UPS/Batterie          | 30.0 kN/m <sup>2</sup> | 1.00        | 0.90        | 0.80        |
| - Locali trasformatori         | 20.0 kN/m <sup>2</sup> | 1.00        | 0.90        | 0.80        |
| - SSE (presenza trasformatori) | 20.0 kN/m <sup>2</sup> | 1.00        | 0.90        | 0.80        |
| - SSE (locale consegna ENEL)   | 38.0 kN/m <sup>2</sup> | 1.00        | 0.90        | 0.80        |

Sul solaio di fondo è da considerare il carico variabile che simula il passaggio dei convogli ferroviari.

Con riferimento alle norme vigenti (vedi § 5.2.2.3 del D.M. 17-01-2018), detta  $L_d$  la larghezza di diffusione del carico trasversale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di fondo, a favore di sicurezza, si considera la diffusione a 45° all'interno della soletta, trascurando la possibile diffusione nel materiale di riempimento; considerando che la larghezza della traversina è pari a 2,3 m, si ottiene:

$$L_d = 2,90 \text{ m}$$

Si considera a favore di sicurezza un incremento dinamico per linee con ridotto standard manutentivo.

$L\phi$  = lunghezza caratteristica in metri, valutata come:

- i) per sottovia di altezza libera  $\leq 5,0$  m e luce libera  $\leq 8,0$  m

$$\phi_2 = 1,20 \quad \phi_3 = 1,35$$

- ii) per sottovia di altezza libera  $> 5,0$  m e luce libera  $> 8,0$  m

$$L\phi = k \cdot L_m$$

$$n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$$

$$k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$$

$$L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$$

In questa situazione il coefficiente  $\phi$  va ridotto di 0,9.

Nel caso di luce singola si considera la situazione di trave continua a tre luci.

Ne deriva che  $k=1,3$ .

- iii) per scatolari con altezza di copertura  $h > 1,0$  m

$$\Phi_{rid} = \Phi - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0$$

con  $h$  (in metri) l'altezza della copertura dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse.

- iv) Per  $h > 2,50$  m  $\phi = 1,0$ .

Da cui:

$$\phi_2 = 1,20 \quad \phi_3 = 1,35$$

### Treno LM71

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6,4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

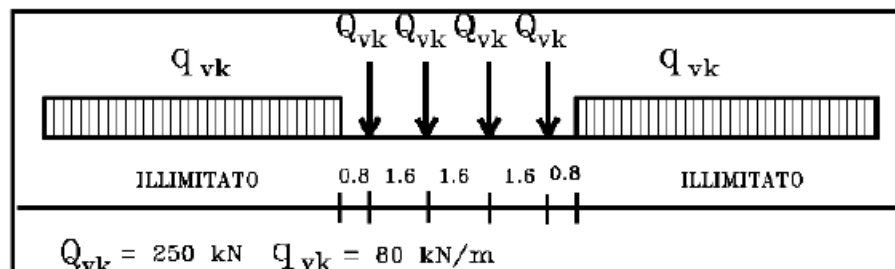


Figura 33: Treno di carico LM71

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento "α", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

| Modello di carico | Coefficiente "α" |                |
|-------------------|------------------|----------------|
|                   | Ponti cat. "A"   | Ponti cat. "B" |
| LM71              | 1,1              | 0,83           |
| SW/0              | 1,1              | 0,83           |
| SW/2              | 1,0              | 0,83           |

**Tabella 7 – Coefficiente di adattamento "α" in funzione del modello e della categoria del ponte (p.to 1.4.1.1 delle Istruzioni FF.SS. n° IG.ST/970012/F)**

Per l'opera in esame si considera la colonna relativa ai ponti di categoria "A".

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 * 4 / 6,4 = 156,25 \text{ kN/m}$$

avremo quindi

- in corrispondenza dei quattro assi da 250kN

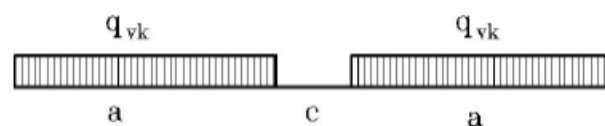
$$q_1 = q_{\text{equi}} * \alpha * \phi_3 / L_d = 156,25 * 1,1 * 1,35 / 2,90 = \mathbf{80,01 \text{ kN/m}^2}$$

- in corrispondenza del carico  $q=80\text{kN/m}$

$$q_2 = q * \alpha * \phi_3 / L_d = 80 * 1,1 * 1,35 / 2,90 = \mathbf{40,67 \text{ kN/m}^2}$$

### Treno SW

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito:



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

**Figura 34: Treno di carico SW**

- in corrispondenza del carico  $q=150\text{kN/m}$

$$q_3 = q * \alpha * \phi_3 / L_d = 150 * 1,1 * 1,35 / 2,90 = \mathbf{76,81 \text{ kN/m}^2}$$

A favore di sicurezza sarà quindi considerato applicato sul solettone di fondo un carico accidentale pari a  $q_3$ .

I sovraccarichi variabili sugli orizzontamenti intermedi rientrano nelle **Cond. Elementari  $QV_{iz}$** .

### 8.3.4 Azioni sismiche

Operando secondo il D.M. 17-01-2018, la combinazione sismica di progetto agli Stati Limite, ultimi e di esercizio, da adottare per le verifiche è la seguente:

$$E_d = G_1 \text{ "+" } G_2 \text{ "+" } P \text{ "+" } E \text{ "+" } \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- "+" indica la combinazione degli effetti;
- $G_1$  peso proprio di tutti gli elementi strutturali, peso proprio del terreno, forze risultanti dalla pressione dell'acqua;
- $G_2$  peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $P$  è il valore delle azioni di pretensione e precompressione;
- $E$  è il valore di progetto dell'azione sismica per il periodo di ritorno di riferimento;
- $\psi_{2j}$  coefficienti che forniscono i valori quasi permanenti delle azioni variabili;
- $Q_{kj}$  valore caratteristico dell'azione variabile j-esima.

Gli effetti dell'azione sismica devono essere valutati considerando le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 \text{ "+" } G_2 \text{ "+" } \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

La componente sismica  $E$  si traduce pertanto nella seguente espressione:

$$E = K_x [ G_1 \text{ "+" } G_2 \text{ "+" } \sum \psi_{2j} Q_{kj} ] \quad \text{dove} \rightarrow \quad K_x = 0,343$$

Gli elementi strutturali dimensionati per la verifica sismica allo *Stato Limite Ultimo* (SLU) attraverso un'analisi lineare elastica dissipativa (prevedendo un fattore di struttura  $q > 1$ ) devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi di armatura relativi alla classe di duttilità CD "B", secondo il criterio di gerarchia delle resistenze; invece per gli elementi strutturali dimensionati per lo *Stato Limite Esercizio* (SLE) o per lo SLU mediante un'analisi lineare elastica non dissipativa ( $q=1$ ), i criteri di gerarchia delle resistenze e di duttilità perdono di rilevanza.

Nella fattispecie, in base alle ipotesi di calcolo adottate, in cui si considera il periodo proprio della struttura  $T=0$  e sostanzialmente  $q=1$ , le strutture saranno dimensionate secondo un'analisi lineare elastica non dissipativa.

La condizione di forze inerziali rientra nella **Cond. Elementare E3 \ E4**.

Oltre alle componenti sismiche dei carichi verticali sopra discusse ci sono le spinte del terreno in condizioni sismiche, le quali possono assumere differenti espressioni a seconda del tipo di opera che si intende realizzare.

Congruentemente con quanto sviluppato nel modello di calcolo eseguito col programma di interazione terreno-struttura "Paratie", l'azione di spinta delle terre viene applicata come forze concentrate in corrispondenza dei solai e/o fodere.

Tali valori sono desunti dai modelli di paratie sviluppati per il calcolo delle strutture di sostegno (per maggior dettaglio si rimanda alla relazione di calcolo dedicata).

La condizione d'incremento di spinta sismica del terreno rientra nella **Cond. Elementare E1 \ E2**.

## 8.4 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

### 8.4.1 Riepilogo delle Condizioni Elementari di carico (CCE)

| Cond.                  | Descrizione   |
|------------------------|---|
| <b>G<sub>1pz</sub></b> | Pesi propri delle strutture   |
| <b>G<sub>2z</sub></b>  | Ricoprimento sulla copertura  |
| <b>G<sub>5z</sub></b>  | Sovraccarichi permanenti sul solaio di fondo                              |
| <b>G<sub>6z</sub></b>  | Sovraccarichi permanenti sugli orizzontamenti intermedi                   |
| <b>G<sub>3_1</sub></b> | Spinta statica delle terre (dedotta dal modello paratie)                  |
| <b>G<sub>4'</sub></b>  | Spinta dell'acqua di falda di riferimento                                 |
| <b>G<sub>4''</sub></b> | Spinta dell'acqua di falda di progetto                                    |
| <b>QC1</b>             | Carico distribuito accidentale in copertura – centrale                    |
| <b>QC2</b>             | Carico distribuito accidentale in copertura – laterale                    |
| <b>QV1C</b>            | Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – mezzanino centrale       |
| <b>QV1L</b>            | Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – mezzanino laterale       |
| <b>QV2C</b>            | Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – banchine centrale        |
| <b>QV2L</b>            | Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – banchine laterale        |
| <b>QV3C</b>            | Sovraccarichi variabili sugli orizz. intermedi – solaio di fondo centrale |
| <b>QV3L</b>            | Sovraccarichi variabili sugli orizz. intermedi – solaio di fondo laterale |
| <b>Q6</b>              | Sovraccarico variabile dovuto alla neve                                   |
| <b>E1</b>              | Azioni sismiche sul terreno (verso positivo)                              |
| <b>E2</b>              | Azioni sismiche sul terreno (verso negativo)                              |
| <b>E3</b>              | Azioni sismiche sulle strutture interne (verso positivo)                  |
| <b>E4</b>              | Azioni sismiche sulle strutture interne (verso negativo)                  |

### 8.4.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono definite in accordo alle D.M. 17/01/2018 (NTC2018), con riferimento allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Esercizio (SLE), in accordo a quanto previsto nel § 6.1.

Per un maggior dettaglio sulle combinazioni di carico considerate nel dimensionamento delle strutture interne si rimanda all'**ALLEGATO A – Combinazioni di carico nel dimensionamento delle strutture interne**

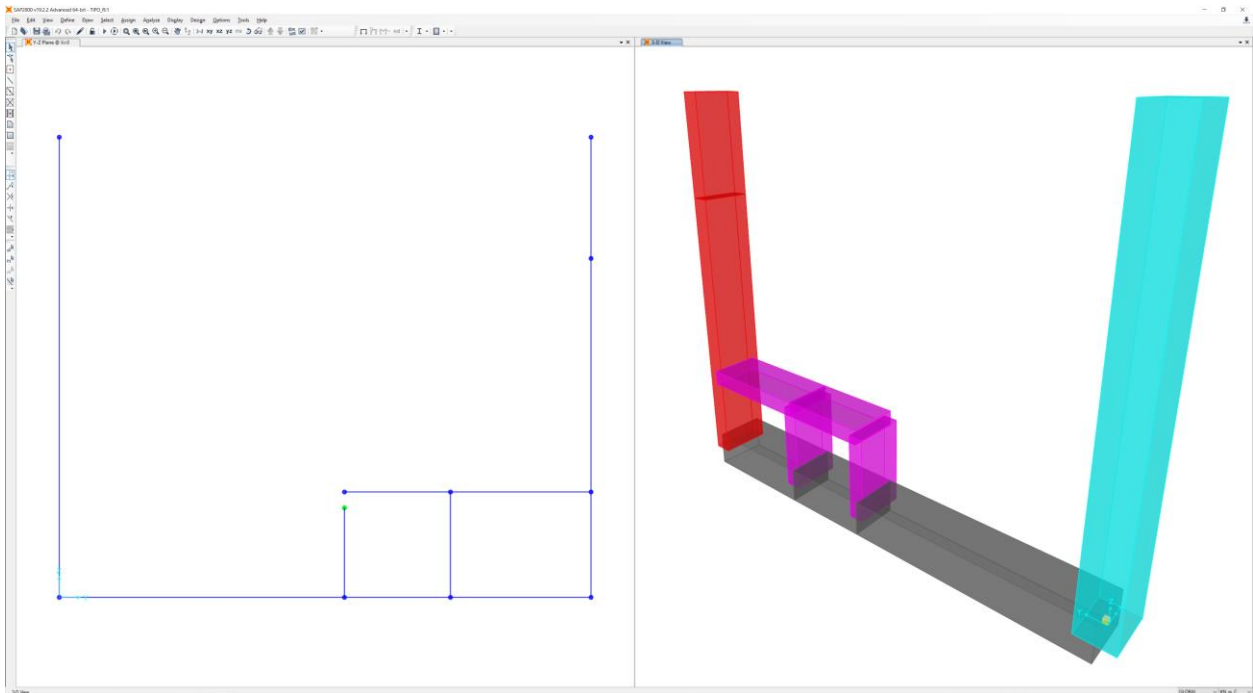
### 8.4.3 Sollecitazioni ottenute dai diversi modelli di calcolo considerati

#### 8.4.3.1 Modello 1: sollecitazioni strutture sezione TIPO Ri1

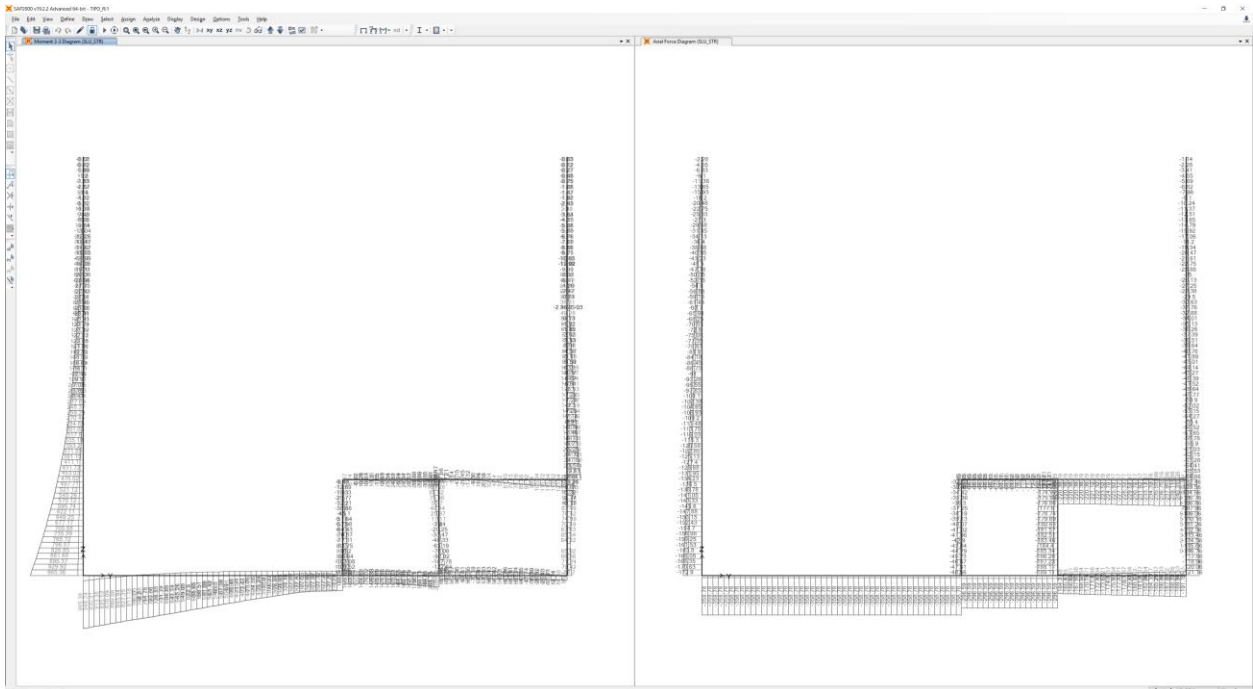
Il modello 1 riguarda il dimensionamento delle strutture interne della sezione TIPO Ri1.

Il modello di calcolo assunto è quello di un telaio avente le caratteristiche descritte al § 8.1 soggetto ai carichi descritti al § 8.3. La luce interna della sezione è pari a 8,35m.

Si riporta di seguito l'immagine del modello considerato:



Si riporta di seguito, in forma qualitativa, l'andamento dell'involuppo SLU delle sollecitazioni flettenti (sx) e delle azioni assiali (dx):



Si riportano nel seguito in forma tabellare le massime sollecitazioni per ciascun elemento; vengono indicate solo le combinazioni dimensionanti agli SLE e agli SLU (la combinazione sismica non risulta dimensionante per nessun elemento).

| ELEMENTO | DIMENSIONE | COMBINAZIONE | Md | Td | Nd |
|----------|------------|--------------|----|----|----|
|----------|------------|--------------|----|----|----|



|              | [cm] |        | [kNm/m]     | [kN/m] | [kN/m] |
|--------------|------|--------|-------------|--------|--------|
| Fondo        | 70   | SLU    | -80 \ +965  | 205    | -      |
| Banchine     | 30   | SLU    | -160 \ +180 | 170    | -      |
| Contropareti | 35*  | SLU    | 0 \ +265    | 150    | -50    |
| Parete       | 70   | SLU    | 0 \ +900    | 340    | -130   |
| Fondo        | 70   | SLE_QP | -105 \ +540 | -      | -      |
| Banchine     | 30   | SLE_QP | -70 \ +80   | -      | -      |
| Contropareti | 35*  | SLE_QP | 0 \ +160    | -      | -50    |
| Parete       | 70   | SLE_QP | 0 \ +500    | -      | -130   |

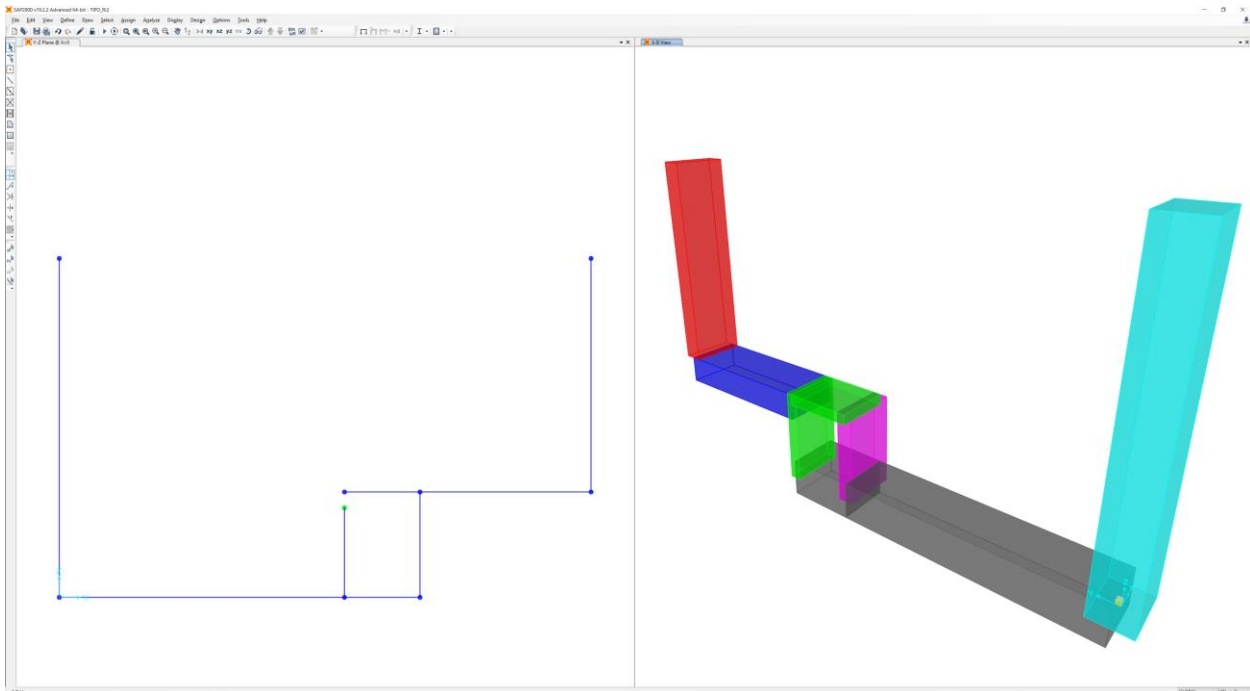
\* è lo spessore efficace considerato

#### 8.4.3.2 Modello 2: sollecitazioni strutture sezione TIPO Ri2

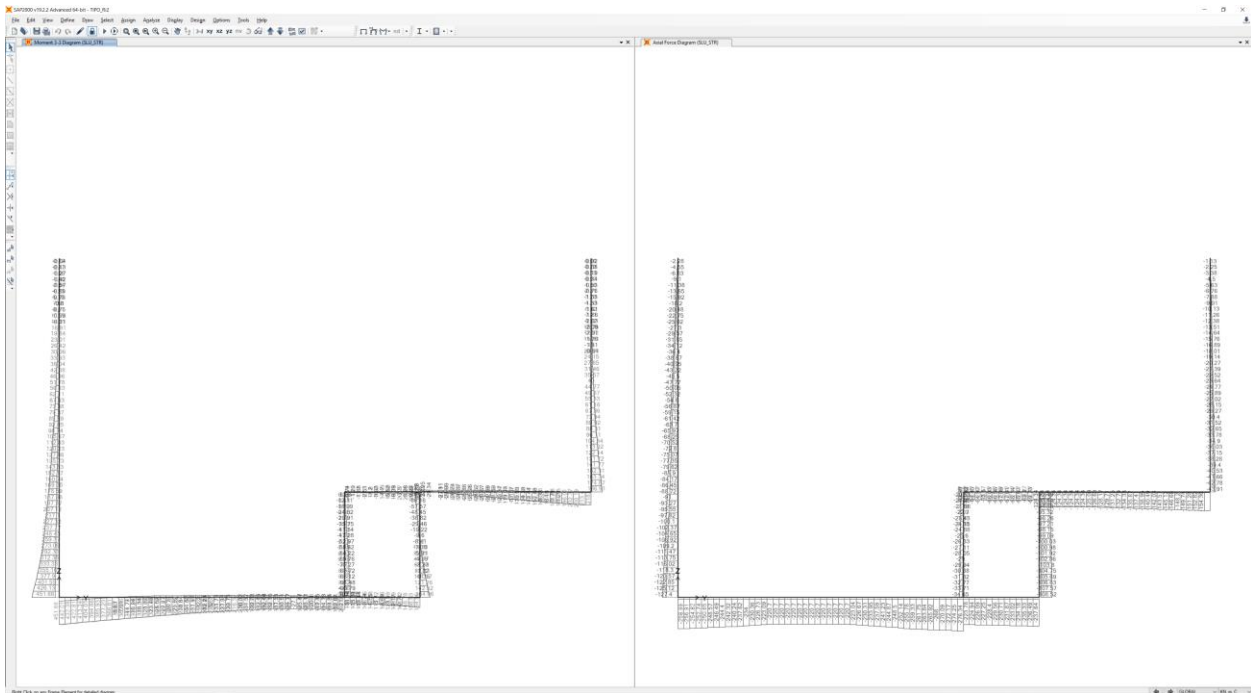
Il modello 2 riguarda il dimensionamento delle strutture interne della sezione TIPO Ri2.

Il modello di calcolo assunto è quello di un telaio avente le caratteristiche descritte al § 8.1 soggetto ai carichi descritti al § 8.3. La luce interna della sezione è pari a 8,35m.

Si riporta di seguito l'immagine del modello considerato:



Si riporta di seguito, in forma qualitativa, l'andamento dell'involuppo SLU delle sollecitazioni flettenti (sx) e delle azioni assiali (dx):



Si riportano nel seguito in forma tabellare le massime sollecitazioni per ciascun elemento; vengono indicate solo le combinazioni dimensionanti agli SLE e agli SLU (la combinazione sismica non risulta dimensionante per nessun elemento).

| ELEMENTO     | DIMENSIONE [cm] | COMBINAZIONE | Md [kNm/m]  | Td [kN/m] | Nd [kN/m] |
|--------------|-----------------|--------------|-------------|-----------|-----------|
| Fondo        | 70              | SLU          | -30 \ +450  | 130       | -         |
| Banchine     | 30              | SLU          | -160 \ +180 | 170       | -         |
| Contropareti | 35*             | SLU          | 0 \ +170    | 140       | -30       |
| Parete       | 70              | SLU          | 0 \ +450    | 340       | -100      |
| Fondo        | 70              | SLE_QP       | -60 \ +230  | -         | -         |
| Banchine     | 30              | SLE_QP       | -70 \ +80   | -         | -         |
| Contropareti | 35*             | SLE_QP       | 0 \ +80     | -         | -30       |
| Parete       | 70              | SLE_QP       | 0 \ +230    | -         | -100      |

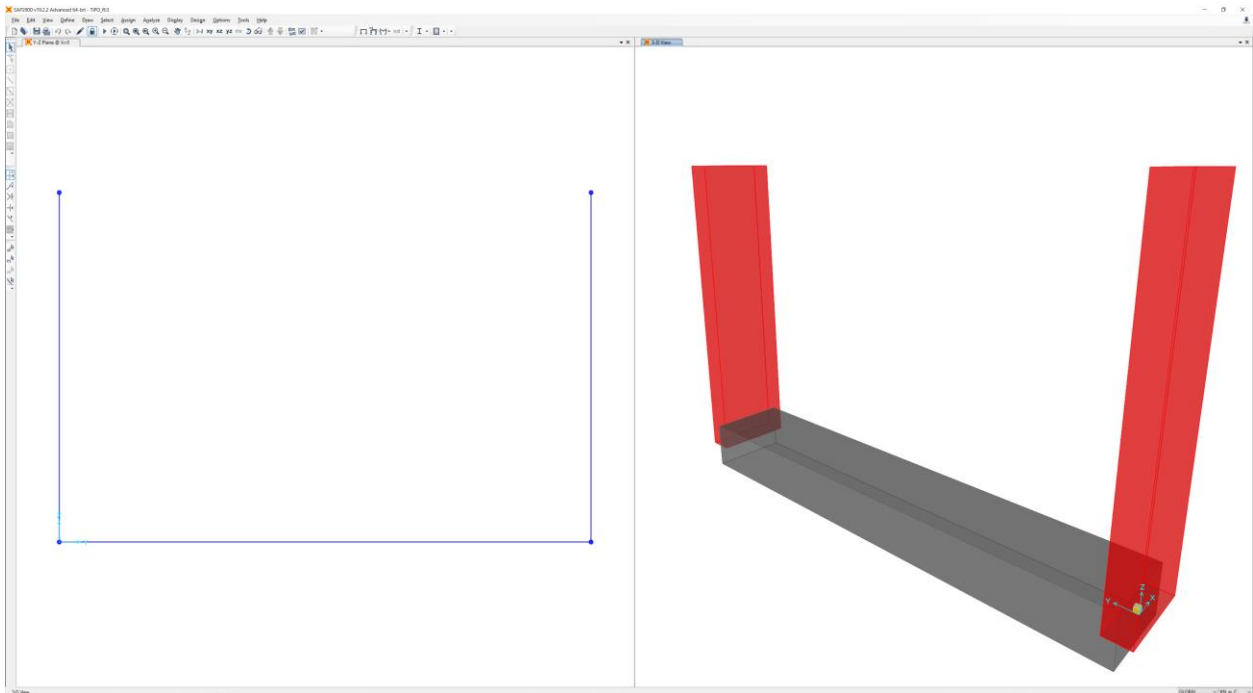
\* è lo spessore efficace considerato

#### 8.4.3.3 Modello 2: sollecitazioni strutture sezione TIPO Ri3

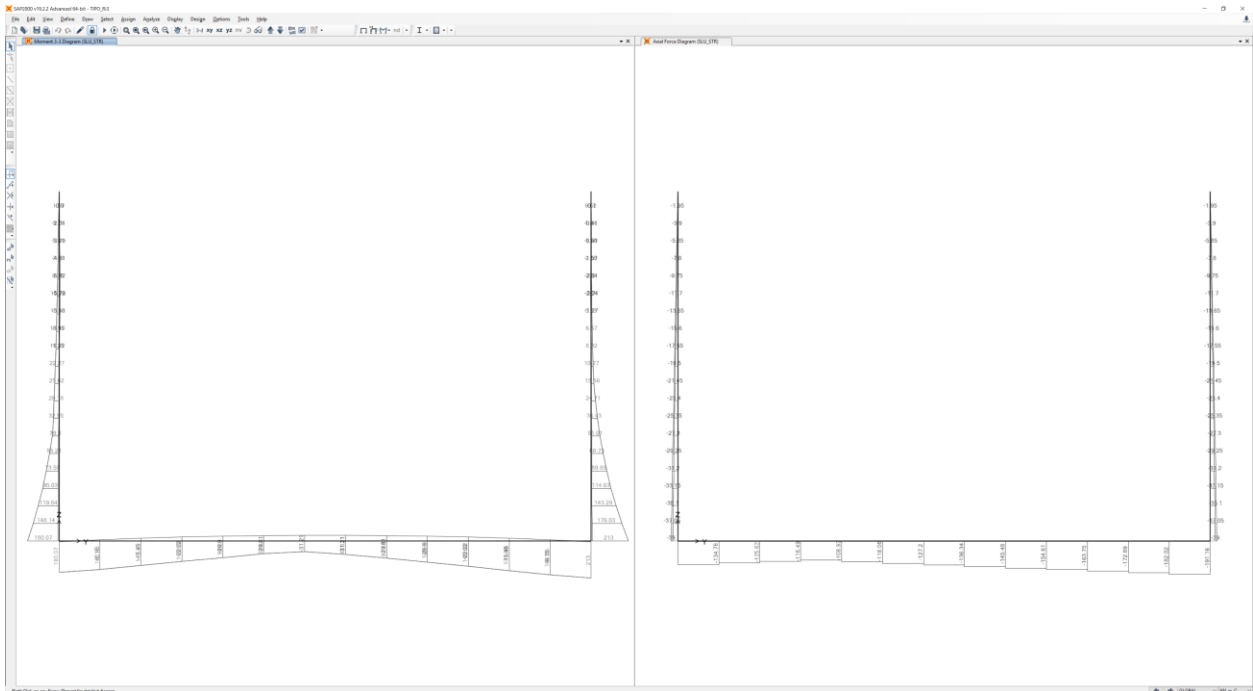
Il modello 3 riguarda il dimensionamento delle strutture interne della sezione TIPO Ri3.

Il modello di calcolo assunto è quello di un telaio avente le caratteristiche descritte al § 8.1 soggetto ai carichi descritti al § 8.3. La luce interna della sezione è pari a 8,35m.

Si riporta di seguito l'immagine del modello considerato:



Si riporta di seguito, in forma qualitativa, l'andamento dell'involuppo SLU delle sollecitazioni flettenti (sx) e delle azioni assiali (dx):



Si riportano nel seguito in forma tabellare le massime sollecitazioni per ciascun elemento; vengono indicate solo le combinazioni dimensionanti agli SLE e agli SLU (la combinazione sismica non risulta dimensionante per nessun elemento).

| ELEMENTO     | DIMENSIONE [cm] | COMBINAZIONE | Md [kNm/m] | Td [kN/m] | Nd [kN/m] |
|--------------|-----------------|--------------|------------|-----------|-----------|
| Fondo        | 60              | SLU          | -30 \ +220 | 60        | -         |
| Contropareti | 30*             | SLU          | 0 \ +175   | 185       | -30       |
| Fondo        | 60              | SLE_QP       | -30 \ +20  | -         | -         |
| Contropareti | 30*             | SLE_QP       | 0 \ +20    | -         | -30       |

\* è lo spessore efficace considerato

## 8.5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

### 8.5.1.1 Modello 1: verifica strutture sezione TIPO Ri1

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare:

| ID         | Armatura lato scavo o inferiori | Armatura lato terra o superiori | Staffe             |
|------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------|
| fondo      | φ 26/10 copriferro 7 cm         | φ 20/20 copriferro 7 cm         | braccia φ 12/20x40 |
| banchine   | φ 18/20 (*) copriferro 7 cm     | φ 18/10 (*) copriferro 7 cm     | non necessarie     |
| contropar. | φ 16/20 copriferro 7 cm         | φ 20/10 copriferro 7 cm         | braccia φ 12/20x40 |
| parete     | φ 20/20 copriferro 7 cm         | φ 24/10 copriferro 7 cm         | braccia φ 12/20x40 |

\* i ferri seguono l'andamento del momento, pertanto in prossimità delle estremità o dei setti interni il passo di progetto indicato si inverte tra superiore e inferiore

### SOLETTA DI FONDO

|  |        |
|--|--------|
| Copriferro netto minimo barre longitudinali: | 5.7 cm |
| Interferro netto minimo barre longitudinali: | 7.0 cm |
| Copriferro netto minimo staffe:              | 4.5 cm |

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

|          |  |
|----------|--|
| Ver      | S = combinazione verificata / N = combin. non verificata   |
| N        | Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)   |
| Mx       | Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico   |
| N Ult    | Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)                                     |
| Mx rd    | Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico   |
| Mis.Sic. | Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)<br>Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000 |
| Yn       | Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.                                    |
| x/d      | Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  |
| C.Rid.   | Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]  |

| N°Comb | Ver | N    | Mx     | N rd  | Mx rd   | Mis.Sic. | Yn   | x/d  | C.Rid. |             |
|--------|-----|------|--------|-------|---------|----------|------|------|--------|-------------|
| 1      | S   | 0.00 | 965.00 | 0.02  | 1201.54 | 1.245    | 58.7 | 0.18 | 0.70   | 53.1 (11.0) |
| 2      | S   | 0.00 | -80.00 | -0.16 | -384.96 | 4.812    | 6.4  | 0.10 | 0.70   | 68.8 (11.0) |

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

|        |  |
|--------|--|
| ec max | Deform. unit. massima del conglomerato a compressione                  |
| Yc max | Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.) |
| es min | Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)            |

Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

| N°Comb | ec max  | Yc max | es min   | Ys min | es max   | Ys max |
|--------|---------|--------|----------|--------|----------|--------|
| 1      | 0.00350 | 70.0   | 0.00133  | 63.0   | -0.01600 | 7.0    |
| 2      | 0.00350 | 0.0    | -0.00031 | 7.0    | -0.03080 | 63.0   |

#### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 22.6 cm]  
 N.Bracci staffe: 3  
 Area staffe/m : 17.0 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm<sup>2</sup>/m]

#### VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
 Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]  
 bw|d Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Altezza utile sezione  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

| N°Comb | Ver | Ved    | Vrd    | Vcd     | Vwd    | bw  d       | Ctg   | Acw   | AST |
|--------|-----|--------|--------|---------|--------|-------------|-------|-------|-----|
| 1      | S   | 205.00 | 354.45 | 1772.37 | 940.97 | 100.0  63.0 | 2.500 | 1.000 | 3.7 |
| 2      | S   | 205.00 | 386.43 | 1772.37 | 940.97 | 100.0  63.0 | 2.500 | 1.000 | 3.7 |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| 1      | S   | 6.75   | 70.0   | 0.00   | 46.5   | -170.4 | 63.0   | 15.5    | 1550    | 53.1    | 9.6     |
| 2      | S   | 1.88   | 0.0    | 0.00   | 12.4   | -115.6 | 7.0    | 17.5    | 1750    | 15.7    | 21.5    |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
 e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e3 Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo  
 K2 = (e1 + e3)/(2\*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC  
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
 e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
 srm Distanza massima in mm tra le fessure  
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.

| M fess. |     | Momento di prima fessurazione [kNm] |         |          |      |      |                     |     |              |         |  |
|---------|-----|-------------------------------------|---------|----------|------|------|---------------------|-----|--------------|---------|--|
| N°Comb  | Ver | e1                                  | e2      | e3       | K2   | Kt   | e sm                | srm | wk           | M Fess. |  |
| 1       | S   | -0.00100                            | 0.00051 | -0.00067 | 0.83 | 0.40 | 0.000639 (0.000511) | 409 | 0.261 (0.30) | 332.36  |  |
| 2       | S   | -0.00066                            | 0.00014 | -0.00046 | 0.85 | 0.40 | 0.000347 (0.000347) | 847 | 0.293 (0.30) | -297.20 |  |

## BANCHINE

|  |     |    |
|--|-----|----|
| Copriferro netto minimo barre longitudinali: | 6.1 | cm |
| Interferro netto minimo barre longitudinali: | 7.8 | cm |
| Copriferro netto minimo staffe:              | 6.1 | cm |

## VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

|          |  |
|----------|--|
| Ver      | S = combinazione verificata / N = combin. non verificata   |
| N        | Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)   |
| Mx       | Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico   |
| N Ult    | Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)                                     |
| Mx rd    | Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico   |
| Mis.Sic. | Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)<br>Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000 |
| Yn       | Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.                                    |
| x/d      | Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45   |
| C.Rid.   | Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]  |

| N°Comb | Ver | N    | Mx     | N rd  | Mx rd  | Mis.Sic. | Yn   | x/d  | C.Rid. |            |
|--------|-----|------|--------|-------|--------|----------|------|------|--------|------------|
| 1      | S   | 0.00 | 180.00 | -0.11 | 201.08 | 1.117    | 23.1 | 0.30 | 0.81   | 38.2 (4.0) |

## DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

|        |  |
|--------|--|
| ec max | Deform. unit. massima del conglomerato a compressione                  |
| Yc max | Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.) |
| es min | Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)            |
| Ys min | Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.) |
| es max | Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)       |
| Ys max | Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.) |

| N°Comb | ec max  | Yc max | es min   | Ys min | es max   | Ys max |
|--------|---------|--------|----------|--------|----------|--------|
| 1      | 0.00350 | 30.0   | -0.00006 | 23.0   | -0.00819 | 7.0    |

## VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

|      |  |
|------|--|
| Ver  | S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata                     |
| Ved  | Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)         |
| Vwct | Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC] |
| d    | Altezza utile sezione [cm]   |
| bw   | Larghezza minima sezione [cm]  |
| Ro   | Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]                      |
| Scp  | Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]                         |

| N°Comb | Ver | Ved    | Vwct   | d    | bw    | Ro     | Scp  |
|--------|-----|--------|--------|------|-------|--------|------|
| 1      | S   | 170.00 | 200.48 | 23.0 | 100.0 | 0.0166 | 0.00 |

## COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

|        |   |
|--------|---|
| Ver    | S = combinazione verificata / N = combin. non verificata                |
| Sc max | Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]) |
| Yc max | Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)       |
| Sc min | Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  |



|         |   |
|---------|---|
| Yc min  | Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)   |
| Sf min  | Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]  |
| Ys min  | Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)   |
| Dw Eff. | Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  |
| Ac eff. | Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)   |
| As eff. | Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  |
| D barre | Distanza in cm tra le barre tese efficaci.<br>(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la $(C4.1.11)NTC/(7.14)EC2$ ) |

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| 1      | S   | 7.74   | 30.0   | 0.00   | 20.4   | -161.8 | 23.0   | 6.8     | 680     | 25.4    | 9.6     |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

|         |   |
|---------|---|
| Ver     | Esito verifica  |
| e1      | Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata                                 |
| e2      | Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata                               |
| e3      | Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo   |
| K2      | $= (e1 + e3)/(2 \cdot e3)$ secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC   |
| Kt      | fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2   |
| e sm    | Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es    |
| srm     | Distanza massima in mm tra le fessure   |
| wk      | Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite. |
| M fess. | Momento di prima fessurazione [kNm]   |

| N°Comb | Ver | e1       | e2      | e3       | K2   | Kt   | e sm                | srm | wk           | M Fess. |
|--------|-----|----------|---------|----------|------|------|---------------------|-----|--------------|---------|
| 1      | S   | -0.00123 | 0.00058 | -0.00082 | 0.83 | 0.40 | 0.000612 (0.000485) | 344 | 0.210 (0.30) | 54.09   |

#### FODERE

|  |     |    |
|--|-----|----|
| Copriferro netto minimo barre longitudinali: | 6.0 | cm |
| Interferro netto minimo barre longitudinali: | 7.6 | cm |
| Copriferro netto minimo staffe:              | 4.8 | cm |

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

|          |   |
|----------|---|
| Ver      | S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  |
| N        | Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  |
| Mx       | Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  |
| N Ult    | Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  |
| Mx rd    | Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  |
| Mis.Sic. | Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)<br>Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$ |
| Yn       | Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.   |
| x/d      | Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere $< 0.45$  |
| C.Rid.   | Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]   |

| N°Comb | Ver | N     | Mx     | N rd  | Mx rd  | Mis.Sic. | Yn   | x/d  | C.Rid. |            |
|--------|-----|-------|--------|-------|--------|----------|------|------|--------|------------|
| 1      | S   | 50.00 | 265.00 | 50.03 | 306.53 | 1.156    | 26.9 | 0.29 | 0.80   | 31.4 (4.9) |

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

|        |  |
|--------|--|
| ec max | Deform. unit. massima del conglomerato a compressione                  |
| Yc max | Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.) |
| es min | Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)            |
| Ys min | Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.) |
| es max | Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)       |
| Ys max | Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.) |

| N°Comb | ec max | Yc max | es min | Ys min | es max | Ys max |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
|        |        |        |        |        |        |        |

1                    0.00350                    35.0                    0.00047                    28.0                    -0.00864                    7.0

#### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:                    12    mm  
 Passo staffe:                    20.0    cm                    [Passo massimo di normativa = 22.4 cm]  
 N.Bracci staffe:                    3  
 Area staffe/m :                    17.0    cm<sup>2</sup>/m                    [Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm<sup>2</sup>/m]

#### VERIFICHE A TAGLIO

Ver                    S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
 Ved                    Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vrd                    Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 Vcd                    Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
 Vwd                    Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]  
 bw|d                    Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Altezza utile sezione  
 Ctg                    Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw                    Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast                    Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

| N°Comb | Ver | Ved    | Vrd    | Vcd    | Vwd    | bw  d       | Ctg   | Acw   | AST |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|-------------|-------|-------|-----|
| 1      | S   | 150.00 | 210.53 | 793.93 | 418.21 | 100.0  28.0 | 2.500 | 1.008 | 6.1 |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver                    S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max                    Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]  
 Yc max                    Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sc min                    Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]  
 Yc min                    Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min                    Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]  
 Ys min                    Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Dw Eff.                    Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 Ac eff.                    Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 As eff.                    Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
 D barre                    Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
                                   (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| 1      | S   | 10.44  | 35.0   | 0.00   | 22.9   | -206.1 | 28.0   | 7.6     | 764     | 31.4    | 9.6     |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver                    Esito verifica  
 e1                    Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e2                    Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e3                    Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo  
 K2                    = (e1 + e3)/(2\*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC  
 Kt                    fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
 e sm                    Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
 srm                    Distanza massima in mm tra le fessure  
 wk                    Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess.                    Momento di prima fessurazione [kNm]

| N°Comb | Ver | e1       | e2      | e3       | K2   | Kt   | e sm                | srm | wk           | M Fess. |
|--------|-----|----------|---------|----------|------|------|---------------------|-----|--------------|---------|
| 1      | S   | -0.00148 | 0.00078 | -0.00099 | 0.83 | 0.40 | 0.000848 (0.000618) | 342 | 0.290 (0.30) | 77.89   |

#### PARETE

Copriferro netto minimo barre longitudinali:                    5.8    cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali:                    7.2    cm

Copriferro netto minimo staffe: 4.6 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

| N°Comb | Ver | N      | Mx     | N rd   | Mx rd   | Mis.Sic. | Yn   | x/d  | C.Rid.           |
|--------|-----|--------|--------|--------|---------|----------|------|------|------------------|
| 1      | S   | 130.00 | 900.00 | 130.05 | 1068.34 | 1.186    | 59.5 | 0.17 | 0.70 45.2 (11.0) |

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

| N°Comb | ec max  | Yc max | es min  | Ys min | es max   | Ys max |
|--------|---------|--------|---------|--------|----------|--------|
| 1      | 0.00350 | 70.0   | 0.00116 | 63.0   | -0.01757 | 7.0    |

### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 22.6 cm]  
 N.Bracci staffe: 3  
 Area staffe/m : 17.0 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm<sup>2</sup>/m]

### VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
 Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]  
 bw|d Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Altezza utile sezione  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

| N°Comb | Ver | Ved    | Vrd    | Vcd     | Vwd    | bw d       | Ctg   | Acw   | AST |
|--------|-----|--------|--------|---------|--------|------------|-------|-------|-----|
| 1      | S   | 340.00 | 353.58 | 1790.53 | 940.97 | 100.0 63.0 | 2.500 | 1.010 | 6.1 |

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)

Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)  
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| 1      | S   | 7.28   | 70.0   | 0.00   | 46.7   | -185.6 | 63.0   | 15.6    | 1555    | 45.2    | 9.6     |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
 e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e3 Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo  
 K2 = (e1 + e3)/(2\*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC  
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
 e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
 srm Distanza massima in mm tra le fessure  
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

| N°Comb | Ver | e1       | e2      | e3       | K2   | Kt   | e sm                | srm | wk           | M Fess. |
|--------|-----|----------|---------|----------|------|------|---------------------|-----|--------------|---------|
| 1      | S   | -0.00109 | 0.00055 | -0.00073 | 0.83 | 0.40 | 0.000684 (0.000557) | 431 | 0.295 (0.30) | 331.41  |

#### 8.5.1.2 Modello 2: verifica strutture sezione TIPO Ri2

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare:

| ID         | Armatura lato scavo o inferiori | Armatura lato terra o superiori | Staffe             |
|------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------|
| fondo      | φ 26/10 copriferro 7 cm         | φ 20/20 copriferro 7 cm         | braccia φ 12/20x40 |
| banchine   | φ 18/20 (*) copriferro 7 cm     | φ 18/10 (*) copriferro 7 cm     | non necessarie     |
| contropar. | φ 16/20 copriferro 7 cm         | φ 20/10 copriferro 7 cm         | braccia φ 12/20x40 |
| parete     | φ 20/20 copriferro 7 cm         | φ 24/10 copriferro 7 cm         | braccia φ 12/20x40 |

\* i ferri seguono l'andamento del momento, pertanto in prossimità delle estremità o dei setti interni il passo di progetto indicato si inverte tra superiore e inferiore

#### SOLETTA DI FONDO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

| N°Comb | Ver | N    | Mx     | N rd  | Mx rd   | Mis.Sic. | Yn   | x/d  | C.Rid. |             |
|--------|-----|------|--------|-------|---------|----------|------|------|--------|-------------|
| 1      | S   | 0.00 | 450.00 | 0.02  | 1201.54 | 2.670    | 58.7 | 0.18 | 0.70   | 53.1 (11.0) |
| 2      | S   | 0.00 | -30.00 | -0.16 | -384.96 | 12.832   | 6.4  | 0.10 | 0.70   | 68.8 (11.0) |

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

|        |  |
|--------|--|
| ec max | Deform. unit. massima del conglomerato a compressione                  |
| Yc max | Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.) |
| es min | Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)            |
| Ys min | Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.) |
| es max | Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)       |
| Ys max | Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.) |

| N°Comb | ec max  | Yc max | es min   | Ys min | es max   | Ys max |
|--------|---------|--------|----------|--------|----------|--------|
| 1      | 0.00350 | 70.0   | 0.00133  | 63.0   | -0.01600 | 7.0    |
| 2      | 0.00350 | 0.0    | -0.00031 | 7.0    | -0.03080 | 63.0   |

#### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

|                  |      |                    |  |
|------------------|------|--------------------|--|
| Diametro staffe: | 12   | mm                 |  |
| Passo staffe:    | 20.0 | cm                 | [Passo massimo di normativa = 22.6 cm]             |
| N.Bracci staffe: | 3    |                    |  |
| Area staffe/m :  | 17.0 | cm <sup>2</sup> /m | [Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm <sup>2</sup> /m] |

#### VERIFICHE A TAGLIO

|      |  |
|------|--|
| Ver  | S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata                               |
| Ved  | Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)                          |
| Vrd  | Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]                          |
| Vcd  | Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]                |
| Vwd  | Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]               |
| bw d | Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Altezza utile sezione |
| Ctg  | Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato                         |
| Acw  | Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione                       |
| Ast  | Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]       |

| N°Comb | Ver | Ved    | Vrd    | Vcd     | Vwd    | bw d       | Ctg   | Acw   | AST |
|--------|-----|--------|--------|---------|--------|------------|-------|-------|-----|
| 1      | S   | 130.00 | 354.45 | 1772.37 | 940.97 | 100.0 63.0 | 2.500 | 1.000 | 2.3 |
| 2      | S   | 130.00 | 386.43 | 1772.37 | 940.97 | 100.0 63.0 | 2.500 | 1.000 | 2.3 |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

|         |  |
|---------|--|
| Ver     | S = combinazione verificata / N = combin. non verificata   |
| Sc max  | Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]   |
| Yc max  | Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  |
| Sc min  | Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]  |
| Yc min  | Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  |
| Sf min  | Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]   |
| Ys min  | Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  |
| Dw Eff. | Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre   |
| Ac eff. | Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  |
| As eff. | Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)   |
| D barre | Distanza in cm tra le barre tese efficaci.<br>(D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2) |

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| 1      | S   | 3.11   | 70.0   | 0.00   | 46.5   | -78.4  | 63.0   | 15.5    | 1550    | 53.1    | 9.6     |
| 2      | S   | 1.08   | 0.0    | 0.00   | 12.4   | -66.0  | 7.0    | 17.5    | 1750    | 15.7    | 21.5    |

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

|         |   |
|---------|---|
| Ver     | Esito verifica  |
| e1      | Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata                                 |
| e2      | Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata                               |
| e3      | Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo   |
| K2      | = (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC   |
| Kt      | fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2   |
| e sm    | Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es    |
| srm     | Distanza massima in mm tra le fessure   |
| wk      | Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite. |
| M fess. | Momento di prima fessurazione [kNm]   |

| N°Comb | Ver | e1       | e2      | e3       | K2   | Kt   | e sm                | srm | wk           | M Fess. |
|--------|-----|----------|---------|----------|------|------|---------------------|-----|--------------|---------|
| 1      | S   | -0.00046 | 0.00023 | -0.00031 | 0.83 | 0.40 | 0.000235 (0.000235) | 409 | 0.096 (0.30) |         |
| 332.36 |     |          |         |          |      |      |                     |     |              |         |
| 2      | S   | -0.00038 | 0.00008 | -0.00026 | 0.85 | 0.40 | 0.000198 (0.000198) | 847 | 0.168 (0.30) | -297.20 |

### BANCHINE

|  |     |    |
|--|-----|----|
| Copriferro netto minimo barre longitudinali: | 6.1 | cm |
| Interferro netto minimo barre longitudinali: | 7.8 | cm |
| Copriferro netto minimo staffe:              | 6.1 | cm |

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

|          |  |
|----------|--|
| Ver      | S = combinazione verificata / N = combin. non verificata   |
| N        | Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)   |
| Mx       | Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico   |
| N Ult    | Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)                                     |
| Mx rd    | Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico   |
| Mis.Sic. | Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)<br>Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000 |
| Yn       | Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.                                    |
| x/d      | Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  |
| C.Rid.   | Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]  |

| N°Comb | Ver | N    | Mx     | N rd  | Mx rd  | Mis.Sic. | Yn   | x/d  | C.Rid. |            |
|--------|-----|------|--------|-------|--------|----------|------|------|--------|------------|
| 1      | S   | 0.00 | 180.00 | -0.11 | 201.08 | 1.117    | 23.1 | 0.30 | 0.81   | 38.2 (4.0) |

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

|        |  |
|--------|--|
| ec max | Deform. unit. massima del conglomerato a compressione                  |
| Yc max | Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.) |
| es min | Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)            |
| Ys min | Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.) |
| es max | Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)       |
| Ys max | Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.) |

| N°Comb | ec max  | Yc max | es min   | Ys min | es max   | Ys max |
|--------|---------|--------|----------|--------|----------|--------|
| 1      | 0.00350 | 30.0   | -0.00006 | 23.0   | -0.00819 | 7.0    |

### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

|      |  |
|------|--|
| Ver  | S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata                     |
| Ved  | Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)         |
| Vwct | Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC] |
| d    | Altezza utile sezione [cm]   |
| bw   | Larghezza minima sezione [cm]  |



Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
Scp Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

| N°Comb | Ver | Ved    | Vwct   | d    | bw    | Ro     | Scp  |
|--------|-----|--------|--------|------|-------|--------|------|
| 1      | S   | 170.00 | 200.48 | 23.0 | 100.0 | 0.0166 | 0.00 |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]  
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\emptyset/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| 1      | S   | 7.74   | 30.0   | 0.00   | 20.4   | -161.8 | 23.0   | 6.8     | 680     | 25.4    | 9.6     |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
e3 Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo  
K2 =  $(e1 + e3)/(2 \cdot e3)$  secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC  
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
srm Distanza massima in mm tra le fessure  
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

| N°Comb | Ver | e1       | e2      | e3       | K2   | Kt   | e sm                | srm | wk           | M Fess. |
|--------|-----|----------|---------|----------|------|------|---------------------|-----|--------------|---------|
| 1      | S   | -0.00123 | 0.00058 | -0.00082 | 0.83 | 0.40 | 0.000612 (0.000485) | 344 | 0.210 (0.30) | 54.09   |

#### FODERE

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.8 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

| N°Comb | Ver | N     | Mx     | N rd  | Mx rd  | Mis.Sic. | Yn   | x/d  | C.Rid. |            |
|--------|-----|-------|--------|-------|--------|----------|------|------|--------|------------|
| 1      | S   | 30.00 | 170.00 | 30.09 | 304.39 | 1.789    | 27.0 | 0.29 | 0.80   | 31.4 (4.9) |

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

|        |  |
|--------|--|
| ec max | Deform. unit. massima del conglomerato a compressione                  |
| Yc max | Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.) |
| es min | Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)            |
| Ys min | Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.) |
| es max | Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)       |
| Ys max | Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.) |

| N°Comb | ec max  | Yc max | es min  | Ys min | es max   | Ys max |
|--------|---------|--------|---------|--------|----------|--------|
| 1      | 0.00350 | 35.0   | 0.00043 | 28.0   | -0.00877 | 7.0    |

### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

|                  |      |                    |  |
|------------------|------|--------------------|--|
| Diametro staffe: | 12   | mm                 |  |
| Passo staffe:    | 20.0 | cm                 | [Passo massimo di normativa = 22.4 cm]             |
| N.Bracci staffe: | 3    |                    |  |
| Area staffe/m :  | 17.0 | cm <sup>2</sup> /m | [Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm <sup>2</sup> /m] |

### VERIFICHE A TAGLIO

|      |  |
|------|--|
| Ver  | S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata                               |
| Ved  | Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)                          |
| Vrd  | Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]                          |
| Vcd  | Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]                |
| Vwd  | Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]               |
| bw d | Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Altezza utile sezione |
| Ctg  | Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato                         |
| Acw  | Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione                       |
| Ast  | Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]       |

| N°Comb | Ver | Ved    | Vrd    | Vcd    | Vwd    | bw d       | Ctg   | Acw   | Ast |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|------------|-------|-------|-----|
| 1      | S   | 140.00 | 208.13 | 791.45 | 418.21 | 100.0 28.0 | 2.500 | 1.005 | 5.7 |

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

|         |  |
|---------|--|
| Ver     | S = combinazione verificata / N = combin. non verificata   |
| Sc max  | Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]   |
| Yc max  | Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  |
| Sc min  | Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]  |
| Yc min  | Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  |
| Sf min  | Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]   |
| Ys min  | Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  |
| Dw Eff. | Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre   |
| Ac eff. | Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  |
| As eff. | Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)   |
| D barre | Distanza in cm tra le barre tese efficaci.<br>(D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2) |

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| 1      | S   | 5.24   | 35.0   | 0.00   | 22.8   | -102.3 | 28.0   | 7.6     | 762     | 31.4    | 9.6     |

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

|     |   |
|-----|---|
| Ver | Esito verifica  |
| e1  | Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata   |
| e2  | Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata |
| e3  | Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo               |
| K2  | = (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC                       |
| Kt  | fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2                               |

e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
 srm Distanza massima in mm tra le fessure  
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

| N°Comb | Ver | e1       | e2      | e3       | K2   | Kt   | e sm                | srm | wk           | M Fess. |
|--------|-----|----------|---------|----------|------|------|---------------------|-----|--------------|---------|
| 1      | S   | -0.00074 | 0.00039 | -0.00049 | 0.83 | 0.40 | 0.000329 (0.000307) | 341 | 0.112 (0.30) | 78.16   |

## PARETE

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.8 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 4.6 cm

## VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

| N°Comb | Ver | N      | Mx     | N rd   | Mx rd   | Mis.Sic. | Yn   | x/d  | C.Rid. |             |
|--------|-----|--------|--------|--------|---------|----------|------|------|--------|-------------|
| 1      | S   | 100.00 | 450.00 | 100.00 | 1060.28 | 2.350    | 59.7 | 0.16 | 0.70   | 45.2 (11.0) |

## DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

| N°Comb | ec max  | Yc max | es min  | Ys min | es max   | Ys max |
|--------|---------|--------|---------|--------|----------|--------|
| 1      | 0.00350 | 70.0   | 0.00113 | 63.0   | -0.01785 | 7.0    |

## ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 22.6 cm]  
 N.Bracci staffe: 3  
 Area staffe/m : 17.0 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm<sup>2</sup>/m]

## VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
 Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]  
 bw/d Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Altezza utile sezione  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

| N°Comb | Ver | Ved    | Vrd    | Vcd     | Vwd    | bw d       | Ctg   | Acw   | ASt |
|--------|-----|--------|--------|---------|--------|------------|-------|-------|-----|
| 1      | S   | 340.00 | 349.53 | 1786.34 | 940.97 | 100.0 63.0 | 2.500 | 1.008 | 6.1 |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

|         |  |
|---------|--|
| Ver     | S = combinazione verificata / N = combin. non verificata   |
| Sc max  | Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]  |
| Yc max  | Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  |
| Sc min  | Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]   |
| Yc min  | Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  |
| Sf min  | Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]   |
| Ys min  | Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  |
| Dw Eff. | Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre   |
| Ac eff. | Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  |
| As eff. | Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)   |
| D barre | Distanza in cm tra le barre tese efficaci.<br>(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2) |

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| 1      | S   | 3.40   | 70.0   | 0.00   | 45.8   | -81.5  | 63.0   | 15.3    | 1525    | 45.2    | 9.6     |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

|         |   |
|---------|---|
| Ver     | Esito verifica  |
| e1      | Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata                                 |
| e2      | Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata                               |
| e3      | Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo   |
| K2      | = $(e1 + e3)/(2 \cdot e3)$ secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC   |
| Kt      | fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2   |
| e sm    | Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Ss    |
| srm     | Distanza massima in mm tra le fessure   |
| wk      | Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite. |
| M fess. | Momento di prima fessurazione [kNm]   |

| N°Comb | Ver | e1       | e2      | e3       | K2   | Kt   | e sm                | srm | wk           | M Fess. |
|--------|-----|----------|---------|----------|------|------|---------------------|-----|--------------|---------|
| 1      | S   | -0.00048 | 0.00025 | -0.00032 | 0.83 | 0.40 | 0.000244 (0.000244) | 426 | 0.104 (0.30) | 338.66  |

### 8.5.1.3 Modello 3: verifica strutture sezione TIPO Ri3

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare:

| ID         | Armatura lato scavo o inferiori | Armatura lato terra o superiori | Staffe             |
|------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------|
| fondo      | ϕ 16/10 copriferro 7 cm         | ϕ 16/20 copriferro 7 cm         | braccia ϕ 12/20x40 |
| contropar. | ϕ 18/20 copriferro 7 cm         | ϕ 18/10 copriferro 7 cm         | braccia ϕ 12/20x40 |

#### SOLETTA DI FONDO

|  |     |    |
|--|-----|----|
| Copriferro netto minimo barre longitudinali: | 6.2 | cm |
| Interferro netto minimo barre longitudinali: | 8.0 | cm |
| Copriferro netto minimo staffe:              | 5.0 | cm |

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

|     |  |
|-----|--|
| Ver | S = combinazione verificata / N = combin. non verificata                 |
| N   | Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione) |

Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

| N°Comb | Ver | N    | Mx     | N rd | Mx rd   | Mis.Sic. | Yn   | x/d  | C.Rid. |            |
|--------|-----|------|--------|------|---------|----------|------|------|--------|------------|
| 1      | S   | 0.00 | -30.00 | 0.20 | -218.80 | 7.293    | 5.4  | 0.10 | 0.70   | 30.2 (9.2) |
| 2      | S   | 0.00 | 220.00 | 0.11 | 401.82  | 1.826    | 53.9 | 0.11 | 0.70   | 30.2 (9.2) |

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

| N°Comb | ec max  | Yc max | es min   | Ys min | es max   | Ys max |
|--------|---------|--------|----------|--------|----------|--------|
| 1      | 0.00350 | 0.0    | -0.00101 | 7.0    | -0.03063 | 53.0   |
| 2      | 0.00350 | 60.0   | -0.00053 | 53.0   | -0.02701 | 7.0    |

#### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 22.6 cm]  
 N.Bracci staffe: 3  
 Area staffe/m : 17.0 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm<sup>2</sup>/m]

#### VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
 Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]  
 bw|d Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Altezza utile sezione  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

| N°Comb | Ver | Ved   | Vrd    | Vcd     | Vwd    | bw  d       | Ctg   | Acw   | ASt |
|--------|-----|-------|--------|---------|--------|-------------|-------|-------|-----|
| 1      | S   | 60.00 | 270.11 | 1491.05 | 791.61 | 100.0  53.0 | 2.500 | 1.000 | 1.3 |
| 2      | S   | 60.00 | 270.11 | 1491.05 | 791.61 | 100.0  53.0 | 2.500 | 1.000 | 1.3 |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X, Y, O)  
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X, Y, O)  
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X, Y, O)  
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| 1      | S   | 0.99   | 0.0    | 0.00   | 10.4   | -60.9  | 7.0    | 16.5    | 1654    | 10.1    | 21.5    |
| 2      | S   | 0.52   | 60.0   | 0.00   | 45.5   | -20.7  | 53.0   | 15.2    | 1517    | 20.1    | 9.6     |

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
e3 Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo  
K2 =  $(e1 + e3)/(2 \cdot e3)$  secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC  
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
srm Distanza massima in mm tra le fessure  
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

| N°Comb | Ver | e1       | e2      | e3       | K2   | Kt   | e sm                | srm | wk           | M Fess. |
|--------|-----|----------|---------|----------|------|------|---------------------|-----|--------------|---------|
| 1      | S   | -0.00035 | 0.00007 | -0.00024 | 0.83 | 0.40 | 0.000183 (0.000183) | 956 | 0.175 (0.30) | -201.49 |
| 2      | S   | -0.00012 | 0.00004 | -0.00008 | 0.83 | 0.40 | 0.000062 (0.000062) | 553 | 0.034 (0.30) | 208.85  |

### FODERE

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.1 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.9 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC; deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

| N°Comb | Ver | N     | Mx     | N rd  | Mx rd  | Mis.Sic. | Yn   | x/d  | C.Rid. |            |
|--------|-----|-------|--------|-------|--------|----------|------|------|--------|------------|
| 1      | S   | 30.00 | 175.00 | 30.11 | 203.69 | 1.164    | 23.0 | 0.30 | 0.82   | 38.2 (4.0) |

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

| N°Comb | ec max  | Yc max | es min  | Ys min | es max   | Ys max |
|--------|---------|--------|---------|--------|----------|--------|
| 1      | 0.00350 | 30.0   | 0.00000 | 23.0   | -0.00801 | 7.0    |

### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE



|                  |      |                    |  |
|------------------|------|--------------------|--|
| Diametro staffe: | 12   | mm                 |  |
| Passo staffe:    | 15.0 | cm                 | [Passo massimo di normativa = 15.1 cm]             |
| N.Bracci staffe: | 2    |                    |  |
| Area staffe/m :  | 15.1 | cm <sup>2</sup> /m | [Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm <sup>2</sup> /m] |

#### VERIFICHE A TAGLIO

|      |  |
|------|--|
| Ver  | S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata                               |
| Ved  | Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)                          |
| Vrd  | Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]                          |
| Vcd  | Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]                |
| Vwd  | Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]               |
| bw d | Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Altezza utile sezione |
| Ctg  | Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato                         |
| Acw  | Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione                       |
| Ast  | Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]       |

| N°Comb | Ver | Ved    | Vrd    | Vcd    | Vwd    | bw d       | Ctg   | Acw   | ASt |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|------------|-------|-------|-----|
| 1      | S   | 185.00 | 203.93 | 650.63 | 305.36 | 100.0 23.0 | 2.500 | 1.006 | 9.1 |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

|         |  |
|---------|--|
| Ver     | S = combinazione verificata / N = combin. non verificata   |
| Sc max  | Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]  |
| Yc max  | Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  |
| Sc min  | Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]   |
| Yc min  | Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  |
| Sf min  | Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]   |
| Ys min  | Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  |
| Dw Eff. | Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre   |
| Ac eff. | Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  |
| As eff. | Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)   |
| D barre | Distanza in cm tra le barre tese efficaci.<br>(D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2) |

| N°Comb | Ver | Sc max | Yc max | Sc min | Yc min | Sf min | Ys min | Dw Eff. | Ac Eff. | As Eff. | D barre |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| 1      | S   | 1.97   | 30.0   | 0.00   | 19.3   | -34.3  | 23.0   | 6.5     | 646     | 25.4    | 9.6     |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

|         |   |
|---------|---|
| Ver     | Esito verifica  |
| e1      | Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata                                 |
| e2      | Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata                               |
| e3      | Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo   |
| K2      | = (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC   |
| Kt      | fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2   |
| e sm    | Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es    |
| srm     | Distanza massima in mm tra le fessure   |
| wk      | Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite. |
| M fess. | Momento di prima fessurazione [kNm]   |

| N°Comb | Ver | e1       | e2      | e3       | K2   | Kt   | e sm                | srm | wk           | M Fess. |
|--------|-----|----------|---------|----------|------|------|---------------------|-----|--------------|---------|
| 1      | S   | -0.00027 | 0.00015 | -0.00018 | 0.83 | 0.40 | 0.000103 (0.000103) | 337 | 0.035 (0.30) | 58.08   |

## 9 STAZIONE RIMESSE: ANALISI E VERIFICHE PONTE VIA RIMESSE (SEZIONE TIPO RI4)

### 9.1 MODELLAZIONE DI CALCOLO

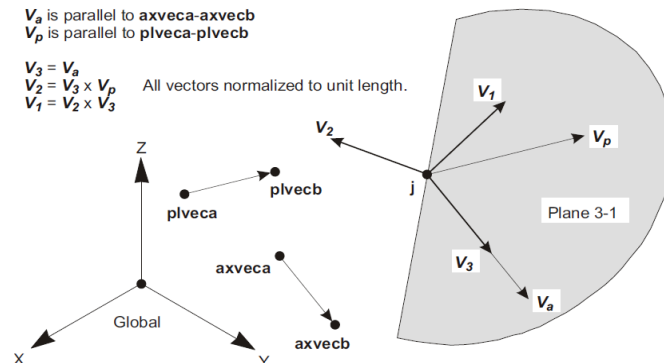
Il calcolo agli elementi finiti del modello è stato effettuato utilizzando il codice CSIBridge (versione 21.0.2) prodotto dalla "CSI Computer and Structures Inc." – Berkeley (CA) - USA.

Il programma è un solutore agli E.F. (Elementi Finiti) capace di modellare strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare e non lineare.

Sono disponibili i seguenti tipi di oggetto elencati in ordine di dimensione geometrica:

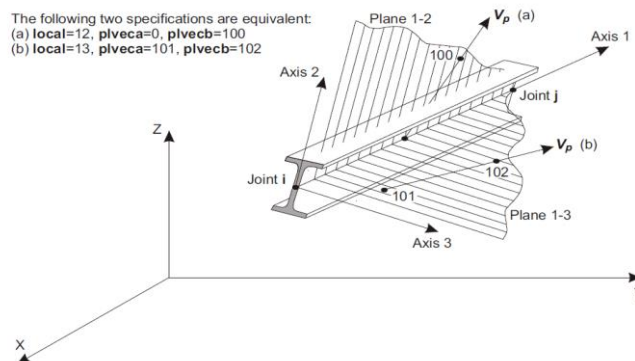
#### "Point":

- comune oggetti: sono automaticamente creati in angoli o estremità di tutti gli altri tipi di oggetti, e possono essere aggiunti in modo esplicito
- collegamento a terra: sono utilizzate per modellare il comportamento di un sostegno speciale ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari
- il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento punto è:

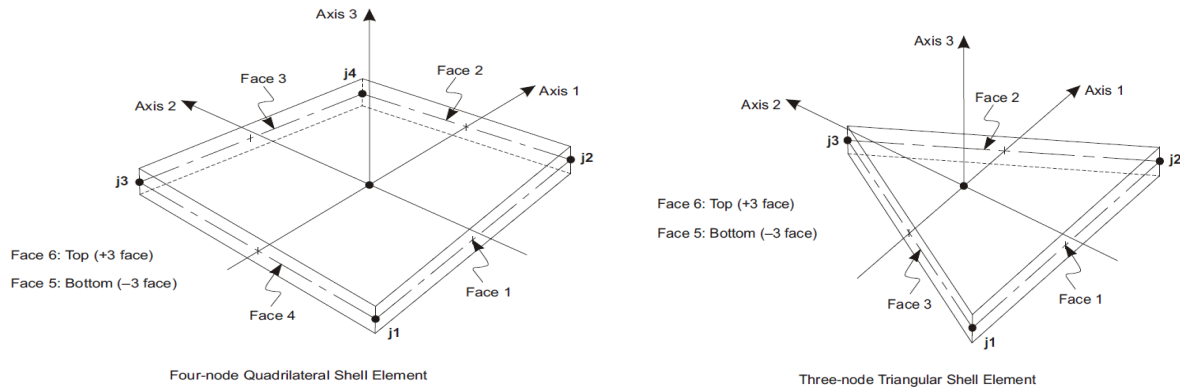


#### "Line":

- frame/cable/tendon: sono utilizzate per modellare le travi, colonne, braces, trusses, cavi e tiranti
- collegamento tra oggetti: sono utilizzate per modellare il comportamento di un membro speciali ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari. A differenza degli oggetti o frame/cable/tendon, questi oggetti possono avere lunghezza zero.
- il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento linea è:



“Area”: vengono utilizzate per modellare le pareti, pavimenti e altri membri dotati di spessore, nonché solidi bidimensionale solids (plane stress, plane strain, and axisymmetric solids). Il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento area è:



Il programma permette di svolgere analisi atte a definire la risposta in conseguenza dell'applicazione di carichi mobili, analisi del dominio di frequenza (sia steady-state che power-spectral-density), del dominio del tempo e analisi di instabilità.

Mediante il programma si possono implementare nel modello di calcolo elementi a comportamento particolare quali:

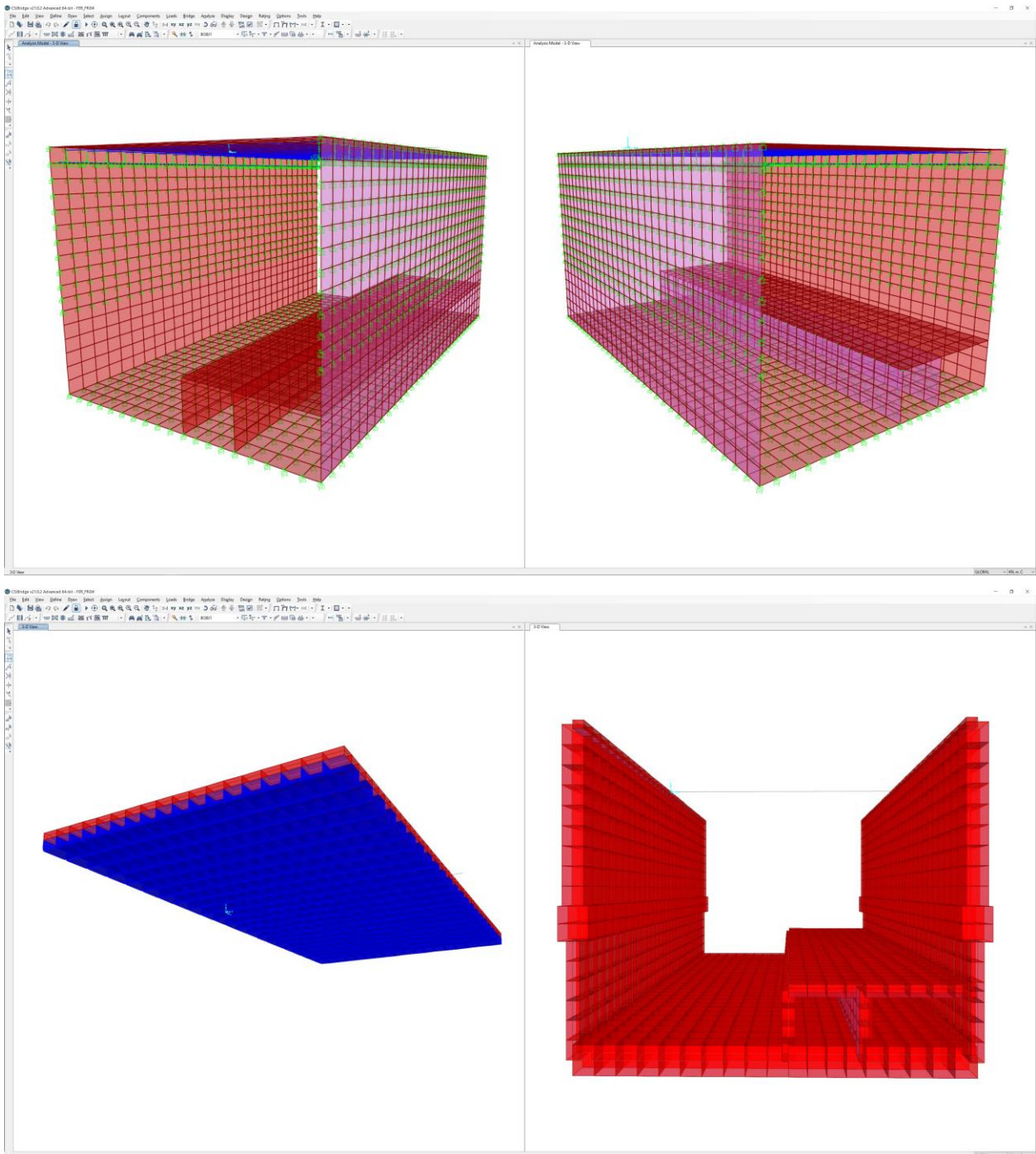
- non linear link element (gaps, hooks, isolators, dampers, and multi-linear plasticity)
- a multi-linear plastic hinge
- catenary cable element
- non-linear shell element

Il programma permette inoltre di condurre analisi tipo non lineare statica, analisi tipo pushover e analisi non lineari tipo time-history mediante l'utilizzo di analisi modale o integrazione diretta. Il software contempla la presenza di elementi bidimensionali (piani - shell) in grado di rappresentare sia il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), ed elementi tipo trave (beam).

Al fine di valutare correttamente la distribuzione delle sollecitazioni in impalcato, è stato realizzato un modello di calcolo che tiene conto delle effettive geometrie in gioco (es. obliquità, estensione, ...).

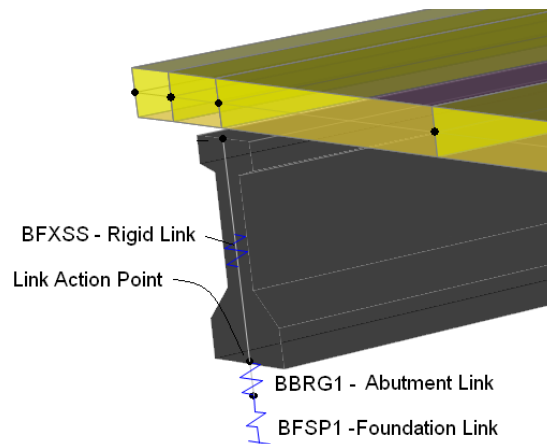
Si è quindi realizzato un modello agli Elementi Finiti tramite, in cui sono modellati gli elementi geometrici presenti:

- le solette sono modellate con elementi "shell thick-plate" di opportuno spessore;
- le travi in c.a.p. sono modellate con elementi "beam" di opportune dimensioni, tenendo conto della variazione di sezione lungo impalcato;
- la continuità strutturale e la posizione relativa dei diversi elementi è definita tramite elementi link o tramite "joint constraints";
- gli appoggi e/o connessioni con impalcato sono modellati con elementi "linear link".



Lo schema statico adottato per l'impalcato è quindi quello di graticcio collegato alle sottostrutture.

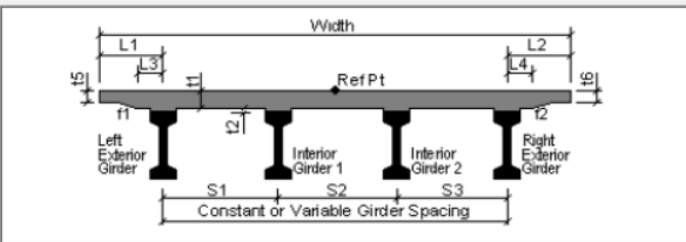
Le analisi condotte sono di tipo elastico lineare; per modellare in maniera corretta la posizione relativa tra "impalcato –sottostruttura" il programma crea in automatico elementi rigidi:



**Figura 35: Schematizzazione connessione “impalcato – pulvino – sottostruttura”**

Gli impalcato in progetto sono stati modellati con elementi di tipo “shell” di opportuna rigidezza, definiti tramite il modulo dedicato di BRIDGE:

Define Bridge Section Data - Precast Concrete I Girder



Section Data

| Item                                    | Value             |
|---|-------------------|
| <b>General Data</b>                     |                   |
| Bridge Section Name                     | H30               |
| Slab Material Property                  | C35/45            |
| Number of Interior Girders              | 20                |
| Total Width                             | 15.5              |
| Girder Longitudinal Layout              | Along Layout Line |
| Constant Girder Spacing                 | Yes               |
| Constant Girder Haunch Thickness (t2)   | Yes               |
| Constant Girder Frame Section           | Yes               |
| <b>Slab Thickness</b>                   |                   |
| Top Slab Thickness (t1)                 | 0.18              |
| Concrete Haunch Thickness (t2)          | 0.                |
| <b>Girder Section Properties</b>        |                   |
| Girder Section                          | PREC_SEC          |
| <b>Fillet Horizontal Dimension Data</b> |                   |
| f1 Horizontal Dimension                 | 0.                |
| f2 Horizontal Dimension                 | 0.                |
| <b>Left Overhang Data</b>               |                   |
| Left Overhang Length (L1)               | 0.35              |

Girder Output

Modify/Show Girder Force Output Locations...

Modify/Show Properties

Materials... Frame Sects... Units: KN, m, C

Modify/Show Tendons

Tendon Layout Data...

Modify/Show Load Patterns

Load Patterns...

OK Cancel

**Figura 36: Sezione di campata centrale generata in automatico dal programma**



Di seguito si riportano le caratteristiche geometrico-meccaniche di tutti gli elementi implementati nel modello:

| TABLE: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties |            |          |     |     |           |             |          |           |
|---|------------|----------|-----|-----|-----------|-------------|----------|-----------|
| Material  | UnitWeight | UnitMass | Fc  | Fy  | E1        | G12         | U12      | A1        |
| Text  | KN/m3      | KN-s2/m4 | Mpa | Mpa | KN/m2     | KN/m2       | Unitless | 1/C       |
| B450C   | 76.973     | 7.849    |     | 450 | 210000000 |             |          | 0.0000117 |
| C25/30  | 25         | 2.549    | 25  |     | 31476000  | 13115000    | 0.2      | 0.00001   |
| C32/40  | 25         | 2.549    | 32  |     | 33346000  | 13894166.67 | 0.2      | 0.00001   |
| C35/45  | 25         | 2.549    | 35  |     | 34077000  | 14198750    | 0.2      | 0.00001   |
| C45/55  | 25         | 2.549    | 45  |     | 36000000  | 15000000    | 0.2      | 0.00001   |

| TABLE: Area Section Properties |          |          |          |             |          |           |           |
|--------------------------------|----------|----------|----------|-------------|----------|-----------|-----------|
| Section                        | Material | MatAngle | AreaType | Type        | DrillDOF | Thickness | BendThick |
| Text                           | Text     | Degrees  | Text     | Text        | Yes/No   | m         | m         |
| sp.18                          | C35/45   | 0        | Shell    | Shell-Thin  | Yes      | 0.18      | 0.18      |
| fodera                         | C32/40   | 0        | Shell    | Shell-Thick | Yes      | 0.3       | 0.3       |
| sp.20                          | C32/40   | 0        | Shell    | Shell-Thick | Yes      | 0.2       | 0.2       |
| sp.30                          | C32/40   | 0        | Shell    | Shell-Thick | Yes      | 0.3       | 0.3       |
| sp.50                          | C32/40   | 0        | Shell    | Shell-Thick | Yes      | 0.5       | 0.5       |
| sp.70                          | C32/40   | 0        | Shell    | Shell-Thick | Yes      | 0.7       | 0.7       |
| sp.90                          | C25/30   | 0        | Shell    | Shell-Thick | Yes      | 0.9       | 0.9       |

| TABLE: Frame Section Properties 01 - General |          |                  |     |     |        |           |          |          |
|--|----------|------------------|-----|-----|--------|-----------|----------|----------|
| SectionName                                  | Material | Shape            | t3  | t2  | Area   | TorsConst | I33      | I22      |
| Text   | Text     | Text             | m   | m   | m2     | m4        | m4       | m4       |
| 60x60  | C25/30   | Rectangular      | 0.6 | 0.6 | 0.36   | 0.018252  | 0.0108   | 0.0108   |
| PREC_SEC                                     | C45/55   | PC Conc I Girder | 0.3 | 0.7 | 0.2091 | 0.004601  | 0.001557 | 0.008471 |

| TABLE: Link Property Definitions 02 - Linear |      |        |         |          |         |            |    |
|--|------|--------|---------|----------|---------|------------|----|
| Link   | DOF  | Fixed  | TransKE | RotKE    | TransCE | RotCE      | DJ |
| Text   | Text | Yes/No | KN/m    | KN-m/rad | KN-s/m  | KN-m-s/rad | m  |
| B_E-1  | U1   | No     | 450000  |          | 0       |            |    |
| B_E-1  | U2   | No     | 1170    |          | 0       |            | 0  |
| B_E-1  | U3   | No     | 1170    |          | 0       |            | 0  |

Le parti delle sottostrutture sono state sviluppate attraverso elementi finiti tipo "shell" collegati tra loro mediante vincoli interni costituiti da:

- completo ripristino delle sollecitazioni in caso di parti gettate in opera;
- cerniere in grado di trasferire azioni taglianti e assiali in caso di solai con orditura principale e secondaria.

Per modellare l'interazione tra la struttura stessa ed il terreno si è fatto ricorso a molle di opportuna rigidezza reagenti esclusivamente ad azioni di compressione.

Si assume un comportamento del terreno di fondazione alla Winkler.

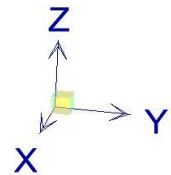


Per le costanti di sottofondo del terreno da applicare alle pareti applichiamo forfettariamente ed a favore di sicurezza una costante elastica pari 1/4 della costante di sottofondo verticale. Riassumendo per quando riguarda l'intensità delle molle sui diversi elementi strutturali si adottando cautelativamente i seguenti valori:

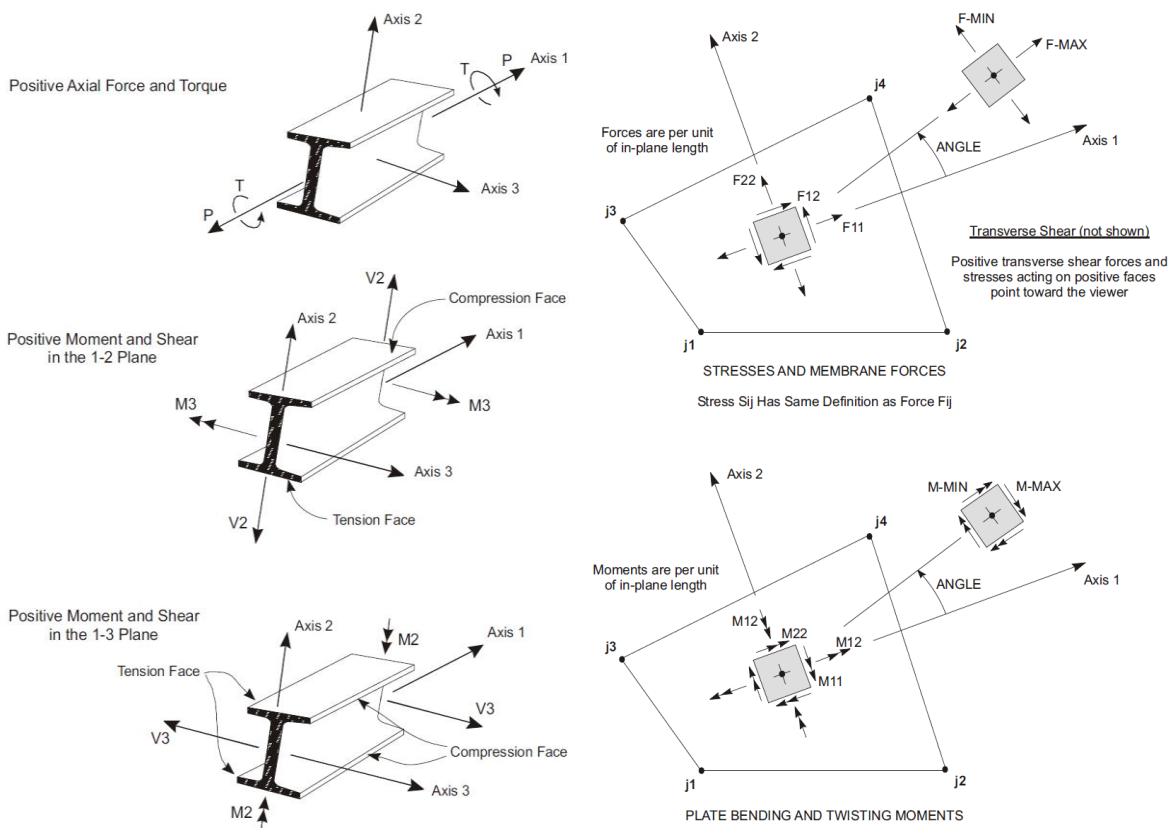
- Pareti:  $k_x = 12500 \text{ kN/m}^3$
- Fondazione:  $k_z = 50000 \text{ kN/m}^3$

La disposizione degli assi segue la "regola della mano destra":

- l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale della galleria;
- l'asse Y è diretto secondo l'asse trasversale della galleria, positivo da sx vs dx;
- l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.



Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo la convenzione riportata nella figura successiva.



## 9.2 METODOLOGIA D'INTERVENTO E FASI OPERATIVE

Per la realizzazione degli scavi si impiegheranno paratie di diaframmi in calcestruzzo contrastate mediante puntoni. In fase definitiva il contrasto delle paratie sarà fornito dai solai in c.a. e dal solettone di fondo. Le strutture interne si completano con il getto delle contropareti in c.a. contro le paratie, previa posa di guaine impermeabilizzanti. Per maggiori dettagli sulle fasi operative considerate si rimanda al § 7.3.

### 9.3 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano i carichi considerati nel dimensionamento degli impalcati e delle strutture interne contro terra. Tutti i carichi verticali indicati non sono fattorizzati. I coefficienti di combinazione sono conformi a quanto stabilito dalle NTC 2018, se non diversamente specificato.

#### 9.3.1 Pesi propri e permanenti portati

##### 9.3.1.1 Pesi propri delle strutture (g1k)

I pesi propri delle strutture vengono determinati sulla base delle masse specifiche assunte per i materiali strutturali pari a 25 kN/m<sup>3</sup> per i conglomerati cementizi e pari a 78,50 kN/m<sup>3</sup> per gli acciai.

Il peso proprio della struttura viene calcolato dal programma in automatico in relazione allo spessore delle membrature (vedi tavole di carpenteria).

##### 9.3.1.2 Permanenti non strutturali in copertura (g2k)

Riguarda l'azione dei carichi permanenti verticali sulla struttura, nello specifico fondazione stradale si assumono i seguenti pesi specifici:

- Peso proprio carichi permanenti non strutturali su impalcato: 22kN/m<sup>3</sup>
- Peso proprio eventuale massetto di pendenza su impalcato: 16kN/m<sup>3</sup>

Pertanto il carico trasmesso alla soletta d'impalcato risulta essere definito come:

- pavimentazione stradale = 22 x 0,13 = 3 kPa
- massetto delle pendenze (min) = 16 x 0 = 0 kPa
- massetto delle pendenze (max) = 16 x 0 = 0 kPa
- Cordoli = 25,00 x 0,23 = 5,75 kPa
- Impianti = = 4 kPa

Si considerano inoltre i seguenti carichi portati:

- Barriere di sicurezza laterale = 25,00 x 0,25 x 1 = 6,25 kN/m
- mancorrente = = 0,74 kN/m

##### 9.3.1.3 Sovraccarichi permanenti sul solettone di fondo (g2k)

Sono da considerare due carichi agenti del tipo permanente "non strutturale":

- riempimento con materiale avente peso specifico pari a 25,00 kN/m<sup>3</sup>, posto tra l'estradosso del solettone di fondo e l'armamento (condizione cautelativa);
- tipo di armamento utilizzato; si considera una distanza tra piano ferro e struttura portante fino a 40 cm, a cui si associa un carico pari a 5,00 kN/m<sup>2</sup>

##### 9.3.1.4 Sovraccarichi permanenti sugli orizzontamenti intermedi (se presenti) (g2k)

I carichi permanenti considerati per le diverse tipologie di locali sono riepilogati di seguito:

- solai con finitura 10 cm o pavimenti galleggianti: 3.0 kN/m<sup>2</sup>
- solai con finitura tra 10 cm (escluso) e 20 cm: 5.0 kN/m<sup>2</sup>

### 9.3.2 Ritiro e Viscosità (qsh,k)

Secondo le indicazioni di UNI EN 1992-1-1:2005 (vedi § 3.1.4, 7.4.3 e APPENDICE B) i valori del ritiro da considerare per struttura (di nuova realizzazione) in esame sono i seguenti:

|                       |               |                 |  |                              |               |                 |                     |        |          |
|-----------------------|---------------|-----------------|--|------------------------------|---------------|-----------------|---------------------|--------|----------|
| $A_c =$               | <b>129600</b> | mm <sup>2</sup> | area dell'elemento soggetto a ritiro                           |                              |               |                 |                     |        |          |
| $u =$                 | <b>1620</b>   | mm              | perimetro esposto dell'elemento soggetto a ritiro              |                              |               |                 |                     |        |          |
| $h_0 =$               | 160.00        | mm              | dimesione convenzionale $2 \cdot A_c / u$                      |                              |               |                 |                     |        |          |
| $\sigma_c =$          | <b>11</b>     | MPa             | tensione di compressione nel cls a livello del cavo risultante |                              |               |                 |                     |        |          |
| $RH =$                | <b>80%</b>    |                 | percentuale di umidità relativa                                |                              |               |                 |                     |        |          |
| $t_0 =$               | <b>6</b>      | gg              | tempo all'applicazione del carico                              |                              |               |                 |                     |        |          |
| $t =$                 | <b>18000</b>  | gg              | tempo al momento considerato                                   |                              |               |                 |                     |        |          |
| $f_{ck} =$            | <b>35</b>     | MPa             | resistenza cilindrica cls                                      |                              |               |                 |                     |        |          |
| $f_{cm} =$            | 43            | MPa             |  |                              |               |                 |                     |        |          |
| $\alpha_1 =$          | 0.866         |                 |  | $\alpha_{ds1} =$             | 4             | <b>classe N</b> | $s =$               | 0.25   | classe N |
| $\alpha_2 =$          | 0.960         |                 |  | $\alpha_{ds2} =$             | 0.12          | classe N        | $\beta_{cc}(t) =$   | 1.271  |          |
| $\alpha_3 =$          | 0.902         |                 |  | $k_h =$                      | <b>0.9100</b> |                 | $f_{cm}(t) =$       | 54.671 | MPa      |
| $\varphi_{RH} =$      | 1.306         |                 |  | $\beta_{RH} =$               | 0.756         |                 | $\beta_{cc}(t_0) =$ | 0.748  |          |
| $\beta_{(f_{cm})} =$  | 2.562         |                 |  | $\beta_{ds}(t, t_0) =$       | 0.996         |                 | $f_{cm}(t_0) =$     | 32.173 | MPa      |
| $\beta_{(t_0)} =$     | 0.653         |                 |  | $\varepsilon_{cd,0} =$       | 0.000253      |                 | $E_{cm} =$          | 34.077 | GPa      |
| $\varphi_0 =$         | 2.186         |                 |  | $\varepsilon_{cd} =$         | 0.000229      |                 | $E_c =$             | 35.781 | GPa      |
| $\beta_H =$           | 580.653       | ≤ 1500          |  | $\beta_{as}(t) =$            | 1             |                 | $E_{cm}(t) =$       | 36.623 | GPa      |
| $\beta_c(t, t_0) =$   | 0.991         |                 |  | $\varepsilon_{ca}(\infty) =$ | 0.0000625     |                 | $E_{c,\infty} =$    | 10.767 | GPa      |
| $\varphi(t, t_0) =$   | 2.165         |                 |  | $\varepsilon_{cs} =$         | 0.000291962   |                 |                     |        |          |
| $\varphi_k(t, t_0) =$ | 2.165         |                 |  |                              |               |                 |                     |        |          |

Dai dati riportati si evince che la dilatazione lineare specifica finale da ritiro per il conglomerato della soletta, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di 80% e avente dimensione fittizia  $h_0 = 2A_c / u \cong 213$  (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

$$\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0) = 0,291 \cdot 10^{-3}$$

Essendo una struttura isostatica, gli effetti di viscosità e ritiro influenzeranno esclusivamente lo stato deformativo dell'opera.

### 9.3.3 Precompressione (P)

I trefoli vengono progettati con andamento rettilineo, con baricentro a circa 8,5 cm da intradosso trave. Vengono adottati n° 14 trefoli da 0,6" ( $A_p = 1946 \text{ mm}^2$ ) così disposti:

- 8 Ø 15.2 mm                      posizionati a 65 mm da intradosso trave
- 6 Ø 15.2 mm                      posizionati a 111 mm da intradosso trave

#### 9.3.3.1 Tiro iniziale al martinetto

In accordo con quanto prescritto in EN 1992-1-1 § 5.10.2, la tensionale iniziale all'istante  $t_0$  deve essere inferiore a 1488 MPa.

Sulla base di quanto analizzato, la tensione di tesatura è stata assunta pari a  $\sigma_s = 1440 \text{ MPa}$ ; di conseguenza il singolo cavo al momento della tesatura dà luogo al seguente tiro al martinetto:

$$14 \text{ } \varnothing 15.2 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad P_{\max} = 1440 \text{ N/mm}^2 \cdot 1946 \text{ mm}^2 = 2802,24 \text{ kN}$$

Al fine di ridurre l'effetto di trazione al limbo superiore della trave durante la fase di tesatura, occorre inguainare alcuni trefoli nel tratto iniziale della trave da ambo le testate; la definizione della lunghezza necessaria al fine di rispettare le limitazioni imposte da normativa dovrà essere definita dal prefabbricatore delle travi.

La tesatura viene ipotizzata applicata da ambo le testate.

### 9.3.3.2 Perdite per attrito

Le perdite dovute all'attrito lungo il cavo sono valutate in accordo a quanto prescritto in EN 1992-1-1 §5.10.5.2, seguente relazione:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} (1 - e^{-\mu(\theta + kx)})$$

Con:

$P_{\max}$  = è la forza di precompressione al momento della messa in tensione

$\mu$  = coefficiente di attrito dell'armatura nella guaina

$\theta$  = deviazione angolare totale alla distanza  $x$

$k$  = deviazione angolare casuale

Poiché il cavo è rettilineo le perdite per attrito sono nulle.

### 9.3.3.3 Rientro Ancoraggi

La caduta di tensione per rientro ancoraggi è stata assunta pari a 0 in quanto il sistema assunto per la precompressione è di pre-tensione; eventuali specifiche legate al sistema di produzione saranno integrate in fase di costruzione dal fornitore delle travi prefabbricate.

### 9.3.3.4 Perdite per deformazione elastica

In accordo a quanto indicato in EN 1992-1-1 al punto 5.10.4 (1) (iii), durante il trasferimento della precompressione al calcestruzzo occorre valutare la perdita dovuta alla deformazione elastica del calcestruzzo in conseguenza dell'azione delle armature pre-tese, quando queste sono rilasciate dagli ancoraggi.

|                  |                  |                 |   |
|------------------|------------------|-----------------|---|
| $P_i =$          | <b>2802.24</b>   | kN              | precompressione iniziale a istante $t_0$                      |
| $f =$            | <b>0</b>         | mm              | freccia della parabola (in caso di cavo curvo)                |
| $e_1 =$          | <b>-62.35</b>    | mm              | eccentricità in prima fase del cavo all'estremità della trave |
| $E_p =$          | <b>195000</b>    | MPa             | modulo di deformazione acciaio                                |
| $A_p =$          | <b>1946</b>      | mm <sup>2</sup> | area del cavo equivalente da precompressione                  |
| $E_c =$          | 35781.00         | MPa             | modulo di deformazione istantaneo del cls                     |
| $A_{c_1} =$      | <b>220450.02</b> | mm <sup>2</sup> | area della sezione in calcestruzzo iniziale                   |
| $I_{c_1} =$      | <b>1.62E+09</b>  | mm <sup>4</sup> | momento d'inerzia sezione in calcestruzzo                     |
| $P_0 =$          | 2610.34          | kN              | precompressione a istante $t_{0+1}$                           |
| $\Delta P' =$    | <b>191.90</b>    | kN              | perdite istantanee  |
| $\Delta P' \% =$ | <b>6.85</b>      | %               | percentuale di perdite istantanee                             |

### 9.3.3.5 Perdite dovute all'eventuale trattamento termico

In accordo con quanto indicato nel FIB MODEL CODE § 5.4.5.3 vengono prese in considerazione anche le eventuali perdite dovute al trattamento termico a cui vengono sottoposte le travi per accelerarne la maturazione:

$$\begin{aligned} \alpha &= 1.00E-05 \\ T_0 &= 20 \\ T_{MAX} &= 75 \\ \kappa &= 0.65 \\ \Delta\sigma &= 69.7125 \quad \text{MPa} \\ \Delta P'' &= 135.660525 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

### 9.3.3.6 Cadute di tensione a lungo termine (ritiro \ viscosità \ rilassamento)

Per quanto riguarda i valori di ritiro e viscosità si è fatto riferimento a quanto indicato in EN 1992-1-1 e riportato in precedenza nel § 9.3.2.

Nel tempo "t" le cadute di tensione per rilassamento ( $\Delta\sigma_{pi}$ ) possono essere stimate secondo il punto 3.3.2 di EN 1992-1-1. Considerando acciai di classe 1 (relativa a trecce fili o trefoli in acciaio stabilizzato) si ha:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \rho_{1000} e^{6,7\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$$

dove:

$\sigma_{pi}$  = tensione iniziale nel cavo;

$\rho_{1000}$  = è la perdita di rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, valutata su un campione a 20°C tesato ad una tensione pari a  $(0.7 \cdot f_p)$ ;

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

|                   |              |                 |   |
|-------------------|--------------|-----------------|---|
| classe            | <b>2</b>     |                 |   |
| $P_0$             | 2474.68      | kN              | precompressione a istante $t_{0+1}$                       |
| $A_p$             | 1946         | mm <sup>2</sup> | area del cavo equivalente da precompressione              |
| $f_{pk}$          | <b>1860</b>  | MPa             | resistenza a trazione del cavo                            |
| $\sigma_{pi}$     | 1271.68      | MPa             | tensione nelle armature all'istante $t_{0+1}$             |
| t                 | 432000       | ore             | tempo della messa in tensione delle armature              |
| A                 | 0.66         |                 |   |
| B                 | 2.5          |                 |   |
| C                 | 9.1          |                 |   |
| $\mu$             | 0.68         |                 |   |
| $\Delta\sigma_r$  | 44.58        | MPa             | valore assoluto delle perdite dovute a rilassamento       |
| $\Delta P''_r$    | <b>86.74</b> | kN              | perdite per rilassamento differite al tempo t             |
| $\Delta P''_r \%$ | <b>3.10</b>  | %               | percentuale perdite per rilassamento differite al tempo t |

La valutazione della perdita di precompressione, intercorsa tra la fase in esame (tempo  $t_i$ ) e la fase precedente (tempo  $t_{i-1}$ ), dovuta al ritiro, alla viscosità ed al rilassamento dell'acciaio, tenendo conto della interdipendenza di questi 3 fenomeni, è stata effettuata in accordo a EN 1992-1-1 § 5.10.6 per mezzo della seguente formulazione:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,Qp}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

Per la simbologia adottata si rimanda al punto 5.10.6 (2) di EN 1992-1-1; di seguito si riporta il calcolo esteso delle cadute di tensione differite nel tempo adottato in progetto.

|                           |                    |                 |  |
|---------------------------|--------------------|-----------------|--|
| $A_p =$                   | 1946               | mm <sup>2</sup> | area del cavo equivalente da precompressione                   |
| $\varepsilon_{cs} =$      | 0.000291962        |                 | valore assoluto del ritiro del cls                             |
| $\Delta \sigma_r =$       | 44.58              | MPa             | valore assoluto delle perdite dovute a rilassamento            |
| $E_p =$                   | 195000             | MPa             | modulo di deformazione acciaio                                 |
| $E_{cm} =$                | 35781.004          | MPa             | modulo di deformazione istantaneo del cls                      |
| $\varphi(t, t_0) =$       | 2.165              |                 | coefficiente di viscosità al tempo t                           |
| $\sigma_c =$              | 11.00              | MPa             | tensione di compressione nel cls a livello del cavo risultante |
| $A_c =$                   | <b>338789.2422</b> | mm <sup>2</sup> | area della sezione in calcestruzzo                             |
| $I_c =$                   | <b>6.49E+09</b>    | mm <sup>4</sup> | momento d'inerzia sezione in calcestruzzo                      |
| $z_{cp} =$                | <b>147.2702037</b> | mm              | distanza baricentro sezione in cls e armature                  |
| $\Delta P''_{c+s+r} =$    | <b>366.02</b>      | kN              | perdite differite al tempo t                                   |
| $\Delta P''_{c+s+r} \% =$ | <b>13.06</b>       | %               | percentuale perdite differite al tempo t                       |

### 9.3.4 Spinte delle terre e dell'acqua di falda

#### 9.3.4.1 Spinte delle terre (g3k)

Congruentemente con quanto sviluppato nel modello di calcolo eseguito col programma d'interazione terreno-struttura "Paratie", l'azione di spinta delle terre viene applicata come forze concentrate in corrispondenza dei solai e/o fodere. Tali valori sono desunti dai modelli di paratie sviluppati per il calcolo delle strutture di sostegno (per maggior dettaglio si rimanda al § 7).

Per le parti che devono sostenere il rilevato di progetto, le spinte statiche del terreno vengono valutate come pressioni crescenti linearmente con la profondità. La risultante delle pressioni orizzontali statiche, nell'ipotesi di assenza di falda, viene calcolata applicando una delle seguenti relazioni:

- Regime di spinta a riposo:

$$p_0(z) = \gamma z K_0$$

$$S_0 = (1 / 2) \gamma H^2 K_0$$

- Regime di spinta attiva:

$$p_a(z) = \gamma z K_a$$

$$S_a = (1 / 2) \gamma H^2 K_a$$



se  $p_0(z)$  e  $p_a(z)$  sono le pressioni orizzontali a riposo e attiva alla generica profondità  $z$ ,  $H$  è l'altezza contro terra delle spalle soggetta alla spinta del terreno,  $S_0$  e  $S_a$  sono le risultanti della spinta a riposo e attiva e  $K_0$  e  $K_a$  i relativi coefficienti di spinta.

Il coefficiente di spinta attiva ( $K_a$ ) è valutato secondo la relazione generale di Muller-Breslau con le seguenti ipotesi:

- materiale omogeneo ed isotropo dotato di solo attrito
- superficie di rottura piana
- superficie limite del terrapieno piana (inclinata, ma non irregolare)
- resistenza di attrito uniformemente distribuita lungo la superficie di rottura
- attrito non nullo tra terreno e muro (solo per muri a gravità)
- muro non necessariamente verticale
- condizioni di stato di equilibrio limite
- condizioni di rottura in stato di deformazione piana.
- il valore dell'angolo di attrito terreno-muro  $\delta$  pari a 0.5.

I parametri del terreno del rilevato adottati nel calcolo sono i seguenti:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$K_a = [\tan(45^\circ - \phi'/2)]^2 = 0,271$$

$$K_0 = 1 - \sin\phi' = 0,426$$

$$K_p = [\tan(45^\circ + \phi'/2)]^2 = 3,690$$

In presenza di falda posta ad una profondità  $z_w$  dal piano campagna la pressione statica orizzontale del terreno è calcolata come:

- Regime di spinta a riposo:  
 $z \leq z_w$ :  $p_0(z) = \gamma_{\text{terr}} z K_0$   
 $z > z_w$ :  $p_0(z) = \gamma_w (z - z_w) + \gamma_{\text{terr}} z_w + \gamma_{\text{terr}}' (z - z_w) K_0$
- Regime di spinta attiva:  
 $z \leq z_w$ :  $p_0(z) = \gamma_{\text{terr}} z K_a$   
 $z > z_w$ :  $p_0(z) = \gamma_w (z - z_w) + \gamma_{\text{terr}} z_w + \gamma_{\text{terr}}' (z - z_w) K_a$

dove  $u = \gamma_w (z - z_w)$  è la pressione interstiziale dell'acqua.

La presenza di carichi permanenti o variabili agenti in superficie a tergo delle spalle è tenuta in conto applicando alle spalle medesime la spinta aggiuntiva uniformemente distribuita:

- Regime di spinta a riposo:  
 $\Delta p_0 = q K_0$
- Regime di spinta attiva:  
 $\Delta p_a = q K_a$ .

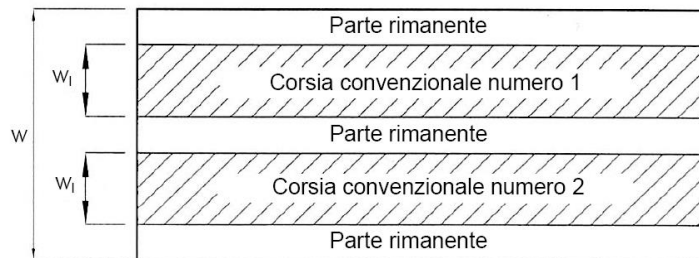
Per le porzioni di opera in esame, si assume in fase statica un comportamento a riposo del sistema terreno\spalla.

Come indicato al § 4.2 si considera assente la falda.

### 9.3.5 Carichi mobili e altri sovraccarichi variabili antropici

#### 9.3.5.1 Carico da traffico stradale ( $Q_{ik}$ , $q_{ik}$ )

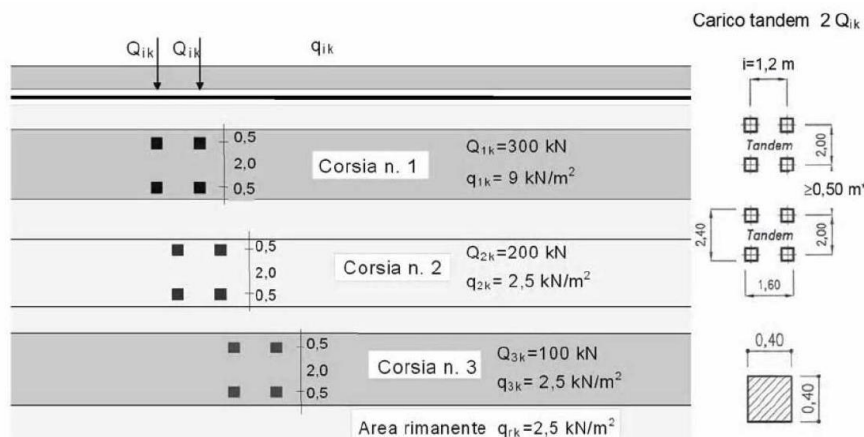
La disposizione del carico da traffico è svolta in accordo con la normativa vigente (vedi § 5.1.3.3 D.M. 17-01-2018 e § 4.3 UNI EN 1991-2:2005). La definizione delle corsie convenzionale secondo il D.M. 17 gennaio 2018 è stabilita in base al prospetto seguente:



| Larghezza di carreggiata "w" | Numero di corsie convenzionali | Larghezza di una corsia convenzionale [m] | Larghezza della zona rimanente [m] |
|------------------------------|--------------------------------|---|------------------------------------|
| $w < 5,40$ m                 | $n_l = 1$                      | 3,00                                      | $(w-3,00)$                         |
| $5,4 \leq w < 6,0$ m         | $n_l = 2$                      | $w/2$                                     | 0                                  |
| $6,0 \text{ m} \leq w$       | $n_l = \text{Int}(w/3)$        | 3,00                                      | $w - (3,00 \times n_l)$            |

La disposizione e la numerazione delle corsie è in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. La corsia che produce l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia numero 2, ecc.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applica lo schema di carico 1 (LM1), costituito da carichi concentrati su due assi in tandem ( $Q_{ik}$ ), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti ( $q_{ik}$ ):



I carichi mobili sono stati applicati alla soletta senza ripartizione, ovvero applicando i carichi convenzionali di normativa così come definiti al § 5.1.3.3.5 del DM 17-01-2018.

### 9.3.5.2 Forza di frenatura ( $q_b, k$ )

Con riferimento al par. 5.1.3.5 del TU2008, l'azione di frenatura viene presa in conto col valore:

$$F = 0.6 \cdot 2Q_{ik} + 0,1 \cdot q_{ik} \cdot w \cdot L$$

dove:

- $Q_{ik}$  è il carico TS della corsia 1 pari a 300kN
- $q_{ik}$  è il carico UDL della corsia convenzionale 1 pari a 9kN/mq
- $w$  è la larghezza della corsia convenzionale
- $L$  è la luce massima dell'impalcato

Per l'opera in esame si ottiene quindi il valore sollecitante pari a:

$$F = 0,6 \cdot 600 + 0,1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 16,5 = 405 \text{ kN}$$

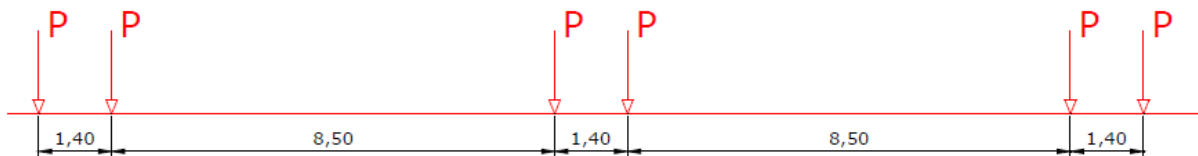
L'azione si considera ripartita in eguale misura su entrambe le spalle.

### 9.3.5.3 Sovraccarico accidentale su rilevato ( $g4k$ )

Si considera a tergo delle opere di sostegno un carico verticale convenzionale di 20kN/mq.

### 9.3.5.4 Carico da traffico Tramviario

La struttura di copertura dei manufatti interrati dovrebbe essere dimensionata anche per i sovraccarichi stradali di tipo tramviario; il possibile "treno di carichi involuppo" è dato da coppie di assi da 100 kN, amplificati del coefficiente dinamico  $\phi = 1.2$ , posti ad interasse 1.40 m che si ripetono ad intervalli regolari di 8.50 m, come riportato in figura seguente.



**Figura 37: Schema tram di progetto con masse a pieno carico**

Tale configurazione risulta però superflua in quanto meno dimensionante dei carichi veicolari definiti precedentemente; pertanto non verrà presa in considerazione nel proseguo la condizione elementare di carico da traffico di tipo Tramviario.

### 9.3.5.5 Sovraccarichi variabili sugli orizzontamenti intermedi (se presenti) e solettone di fondo ( $Q_{vi}$ )

I sovraccarichi variabili per le verifiche globali vengono valutati in funzione dei locali:

| <u>Carichi accidentali:</u> | $q_{acc}$             | $\Psi_{0j}$ | $\Psi_{1j}$ | $\Psi_{2j}$ |
|-----------------------------|-----------------------|-------------|-------------|-------------|
| - Locali aperti al pubblico | 5.0 kN/m <sup>2</sup> | 0.70        | 0.70        | 0.60        |

|                                |                        |      |      |      |
|--------------------------------|------------------------|------|------|------|
| - Locali tecnici non specifici | 10.0 kN/m <sup>2</sup> | 1.00 | 0.90 | 0.80 |
| - Locali UPS/Ventilatori       | 12.0 kN/m <sup>2</sup> | 1.00 | 0.90 | 0.80 |
| - Locali UPS/Quadri            | 15.0 kN/m <sup>2</sup> | 1.00 | 0.90 | 0.80 |
| - Locali UPS/Batterie          | 30.0 kN/m <sup>2</sup> | 1.00 | 0.90 | 0.80 |
| - Locali trasformatori         | 20.0 kN/m <sup>2</sup> | 1.00 | 0.90 | 0.80 |
| - SSE (presenza trasformatori) | 20.0 kN/m <sup>2</sup> | 1.00 | 0.90 | 0.80 |
| - SSE (locale consegna ENEL)   | 38.0 kN/m <sup>2</sup> | 1.00 | 0.90 | 0.80 |

Sul solaio di fondo è da considerare il carico variabile che simula il passaggio dei convogli ferroviari.

Con riferimento alle norme vigenti (vedi § 5.2.2.3 del D.M. 17-01-2018), detta Ld la larghezza di diffusione del carico trasversale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di fondo, a favore di sicurezza, si considera la diffusione a 45° all'interno della soletta, trascurando la possibile diffusione nel materiale di riempimento; considerando che la larghezza della traversina è pari a 2,3 m, si ottiene:

$$Ld = 2,90 \text{ m}$$

Si considera a favore di sicurezza un incremento dinamico per linee con ridotto standard manutentivo.

$L\phi$  = lunghezza caratteristica in metri, valutata come:

- v) per sottovia di altezza libera  $\leq 5,0$  m e luce libera  $\leq 8,0$  m

$$\phi_2 = 1,20 \quad \phi_3 = 1,35$$

- vi) per sottovia di altezza libera  $> 5,0$  m e luce libera  $> 8,0$  m

$$L\phi = k \cdot Lm$$

$$n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$$

$$k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$$

$$Lm = 1/n (L1 + L2 + \dots + Ln)$$

In questa situazione il coefficiente  $\phi$  va ridotto di 0,9.

Nel caso di luce singola si considera la situazione di trave continua a tre luci.

Ne deriva che  $k=1,3$ .

- vii) per scatolari con altezza di copertura  $h > 1,0$  m

$$\Phi_{rid} = \Phi - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0$$

con h (in metri) l'altezza della copertura dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse.

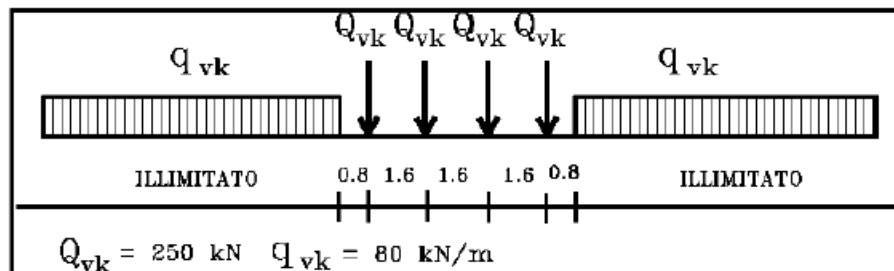
viii) Per  $h > 2,50 \text{ m}$   $\phi = 1,0$ .

Da cui:

$\phi_2 = 1,20$        $\phi_3 = 1,35$

### Treno LM71

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6,4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.



**Figura 38: Treno di carico LM71**

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento "α", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

| Modello di carico | Coefficiente "α" |                |
|-------------------|------------------|----------------|
|                   | Ponti cat. "A"   | Ponti cat. "B" |
| LM71              | 1,1              | 0,83           |
| SW/0              | 1,1              | 0,83           |
| SW/2              | 1,0              | 0,83           |

**Tabella 8 – Coefficiente di adattamento "α" in funzione del modello e della categoria del ponte (p.to 1.4.1.1 delle Istruzioni FF.SS. n° IG.ST/970012/F)**

Per l'opera in esame si considera la colonna relativa ai ponti di categoria "A".

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 * 4 / 6,4 = 156,25 \text{ kN/m}$$

avremo quindi

- in corrispondenza dei quattro assi da 250kN

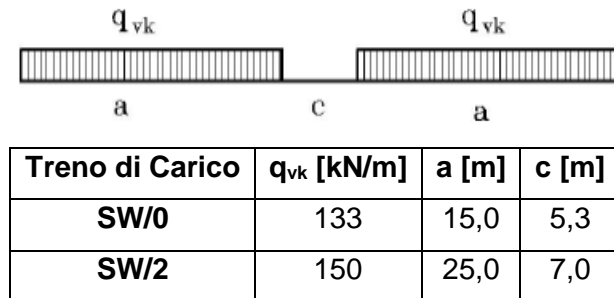
$$q_1 = q_{\text{equi}} * \alpha * \phi_3 / L_d = 156,25 * 1,1 * 1,35 / 2,90 = \mathbf{80,01 \text{ kN/m}^2}$$

- in corrispondenza del carico  $q=80\text{kN/m}$

$$q_2 = q * \alpha * \phi_3 / L_d = 80 * 1,1 * 1,35 / 2,90 = \mathbf{40,67 \text{ kN/m}^2}$$

## Treno SW

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito:



**Figura 39: Treno di carico SW**

- in corrispondenza del carico  $q=150\text{kN/m}$

$$q_3 = q \cdot \alpha \cdot \phi_3 / L_d = 150 \cdot 1,1 \cdot 1,35 / 2,90 = \mathbf{76,81 \text{ kN/m}^2}$$

A favore di sicurezza sarà quindi considerato applicato sul solettone di fondo un carico accidentale pari a  $q_3$ .

## 9.3.6 Carichi accidentali di varia natura

### 9.3.6.1 Azione del vento ( $q_w, k$ )

Per l'opera in esame, avendo una configurazione assimilabile a un sottovia, l'azione non risulta dimensionante e pertanto sarà trascurata.

### 9.3.6.2 Azione della temperatura ( $T, k$ )

Deve essere considerata una variazione termica uniforme da applicare all'intero impalcato, per definire i massimi spostamenti che possono subire gli appoggi sia in senso trasversale che longitudinale. Si assume un coefficiente termico pari a  $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$ .

In accordo a EN 1991-5 l'azione termica §6 la deformazione termica è pari a:

|                      |            |               |
|----------------------|------------|---------------|
| Tmax                 | <b>45</b>  |               |
| Tmin                 | <b>-15</b> |               |
| T0                   | <b>15</b>  |               |
| tipologia impalcato: |            | <b>TIPO 3</b> |
| Te,max               | 47         |               |
| Te,min               | -12        |               |
| DTN                  | 59         |               |

#### **SECONDO §6.1.3 LA COMPONENTE UNIFORME VALE:**

|         |    |                 |
|---------|----|-----------------|
| DTN,con | 27 | valore assoluto |
| DTN,exp | 32 | valore assoluto |



### 9.3.7 Azioni sismiche

L'azione sismica è stata valutata mediante un'analisi pseudo-statica lineare. L'azione sismica interessa le masse strutturali, le masse portate (terreno su fondazione), la spinta del terreno in condizioni di riposo o di spinta attiva, ed infine l'impalcato.

Operando secondo il D.M. 17-01-2018, la combinazione sismica di progetto agli Stati Limite, ultimi e di esercizio, da adottare per le verifiche è la seguente:

$$E_d = G_1 "+" G_2 "+" P "+" E "+" \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- "+" indica la combinazione degli effetti;
- $G_1$  peso proprio di tutti gli elementi strutturali, peso proprio del terreno, forze risultanti dalla pressione dell'acqua;
- $G_2$  peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $P$  è il valore delle azioni di pretensione e precompressione;
- $E$  è il valore di progetto dell'azione sismica per il periodo di ritorno di riferimento;
- $\psi_{2j}$  coefficienti che forniscono i valori quasi permanenti delle azioni variabili;
- $Q_{kj}$  valore caratteristico dell'azione variabile j-esima.

Gli effetti dell'azione sismica devono essere valutati considerando le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 "+" G_2 "+" \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

La componente sismica  $E$  si traduce pertanto nella seguente espressione:

$$E = K_x [ G_1 "+" G_2 "+" \sum \psi_{2j} Q_{kj} ] \quad \text{dove} \rightarrow \quad K_x = 0,343$$

Gli elementi strutturali dimensionati per la verifica sismica allo *Stato Limite Ultimo* (SLU) attraverso un'analisi lineare elastica dissipativa (prevedendo un fattore di struttura  $q > 1$ ) devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi di armatura relativi alla classe di duttilità CD "B", secondo il criterio di gerarchia delle resistenze; invece per gli elementi strutturali dimensionati per lo *Stato Limite Esercizio* (SLE) o per lo SLU mediante un'analisi lineare elastica non dissipativa ( $q=1$ ), i criteri di gerarchia delle resistenze e di duttilità perdono di rilevanza.

Nella fattispecie, in base alle ipotesi di calcolo adottate, in cui si considera il periodo proprio della struttura  $T=0$  e sostanzialmente  $q=1$ , le strutture saranno dimensionate secondo un'analisi lineare elastica non dissipativa.

#### 9.3.7.1 Inerzia masse strutturali e portate

Per il calcolo delle azioni sismiche generate dall'inerzia delle masse si considerano le componenti di inerzia verticale (in entrambe le direzioni valutando la più sfavorevole) ed orizzontale, dei pesi della struttura e del terreno trasportato dalla ciabatta di fondazione, applicate nei rispettivi baricentri.

Le forze inerziali si determinano quindi con le espressioni:

|  |  |
|--|--|
| $F_{ih - struttura} = K_h W_{struttura}$ | applicata al baricentro del volume considerato                             |
| $F_{ih - terreno} = K_h W_{terreno}$     | applicata al baricentro del volume considerato insistente sulla fondazione |
| $F_{ih - impalcato} = K_h W_{impalcato}$ | applicata al piano degli appoggi   |
| $F_{iv - struttura} = K_v W_{struttura}$ | applicata al baricentro del volume considerato                             |
| $F_{iv - terreno} = K_v W_{terreno}$     | applicata al baricentro del volume considerato insistente sulla fondazione |
| $F_{iv - impalcato} = K_v W_{impalcato}$ | applicata al piano degli appoggi   |

dove:

$$k_h = S_s * S_t * a_g/g * \beta$$

$$k_v = k_h * 0.5$$

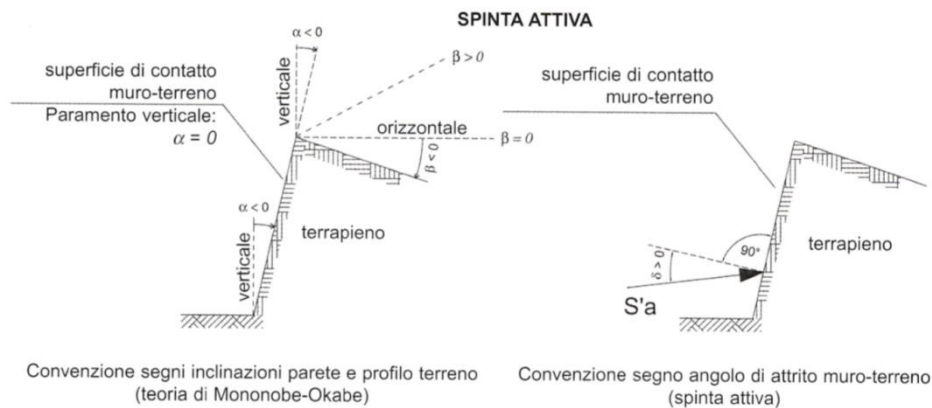
W = Peso dell'elemento accelerato dal sisma [kN]

### 9.3.7.2 Sovraspinta sismica

Le opere di sostegno del terreno vengono considerate deformabili e pertanto, in accordo a EC8-5 ANNEX E.4, le sovra-spinte sismiche vengono calcolate secondo la teoria di Mononobe-Okabe.

Il metodo proposto è quello di Mononobe-Okabe (1929), e può essere considerato come un'estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb, quindi ne assume essenzialmente le ipotesi, in più si considera che il cuneo di rottura si comporti come un corpo rigido soggetto all'accelerazione orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  uniformi all'interno del terreno.

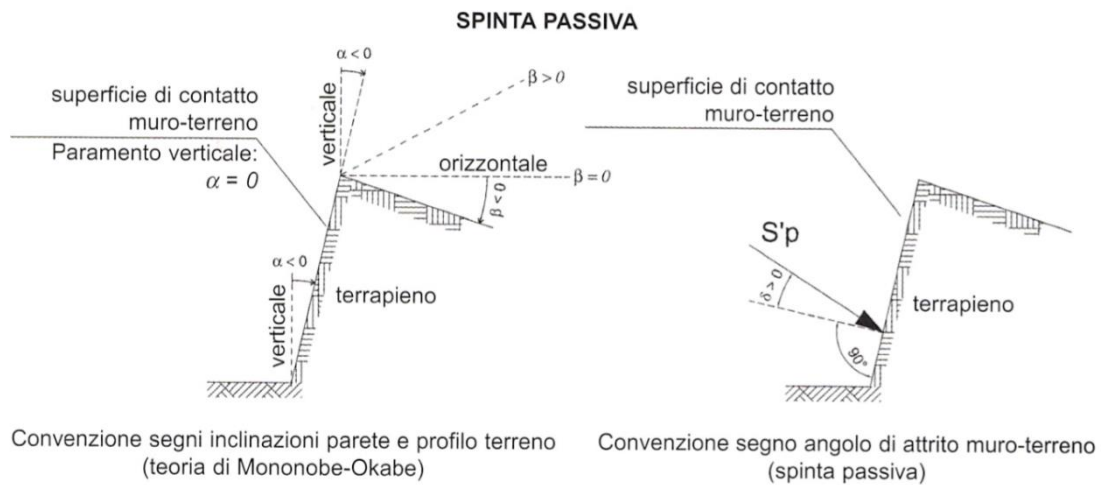
Per la determinazione dei valori di spinta attiva e passiva secondo la teoria di Mononobe – Okabe sono state applicate le seguenti formulazioni:



se  $\beta \leq \phi'_d - \theta$  si ha:

$$K'_a = \frac{\cos^2(\phi'_d - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta_d + \alpha + \theta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta_d + \alpha + \theta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$\text{se } \beta > \phi'_d - \theta \text{ si ha: } K'_a = \frac{\cos^2(\phi'_d - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta_d + \alpha + \theta)}$$



se  $\beta \geq \theta - \phi'_d$  si ha:

$$K'_p = \frac{\cos^2(\phi'_d + \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta_d - \alpha + \theta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\delta_d - \alpha + \theta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

se  $\beta < \theta - \phi'_d$  si ha:  $K'_p = \frac{\cos^2(\phi'_d + \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta_d - \alpha + \theta)}$

Dove :

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{(1 \pm k_v)}\right)$$

L'analisi sismica è stata fatta considerando il valore di ancoraggio dello spettro.

A favore di sicurezza il coefficiente  $r$  (in riferimento agli Eurocodici) o il fattore  $\beta$  (in riferimento al DM 17-1-2018), vengono assunti con valore pari a 1 pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

(SLV)  $k_h = r \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,343$        $k_v = \pm 0.5 * k_h = 0,172$

La sovraspinta dinamica è calcolata come differenza tra la spinta dinamica (Teoria di Mononobe-Okabe) e la spinta statica (coefficiente di spinta a riposo) che viene applicata ad  $h_{\text{tot}}/2$ , con "h<sub>tot</sub>" altezza dal piano stradale all'intradosso fondazione.

## 9.4 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

### 9.4.1 Combinazioni di carico

Le azioni, precedentemente illustrate, sono state cumulate in modo da determinare situazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità

ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni, con i rispettivi valori più sfavorevoli, come previsto dalle norme vigenti.

Tra i carichi presi in esame si distinguono i permanenti, costituiti dal peso proprio, il permanente portato e le spinte litostatiche, ed i carichi variabili quali quelli da traffico (carichi mobili, frenatura e incremento di spinta per sovraccarico in avvicinamento), l'attrito passivo dei vincoli e l'azione sismica. In funzione della verifica affrontata sono state realizzate le necessarie combinazioni di carico. Si riportano di seguito le Combinazioni di Carico dalle quali si sono dedotti, per mezzo di involuppi, le sollecitazioni di verifica, partendo dalle equazioni:

(fondamentale)

$$\gamma_{G1} \cdot G_{1k} + \gamma_{G2} \cdot G_{2k} + \gamma_{G3} \cdot G_{3k} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{1k} + \sum (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{ik})$$

(sismica)

$$\gamma_I \cdot E_{SLU} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + \sum (\psi_{2,i} \cdot Q_{ik})$$

(rara)

$$G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + \psi_{0,1} \cdot Q_{1k} + \sum (\psi_{0,i} \cdot Q_{ik})$$

(frequente)

$$G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + \psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum (\psi_{2,i} \cdot Q_{ik})$$

(quasi permanente)

$$G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + \sum (\psi_{2,i} \cdot Q_{ik})$$

I valori dei coefficienti da utilizzare sono stati adottati seguendo il vigente T.U. 2018 § 5.1.3.12 secondo le tabelle 5.1.IV, 5.1.V, 5.1.VI., § 6.2.3.1.1 secondo le tabelle 6.2.I, 6.2.II, § 6.4.2.1 secondo la tabella 6.4.I. e riportate nelle tabelle seguenti per completezza.

**Tabella 9 – Valori caratteristici delle azioni variabili da traffico**

| <i>Carichi sulla carreggiata</i> |   |                  |                            |                            |                        | <i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>                    |
|----------------------------------|---|------------------|----------------------------|----------------------------|------------------------|--|
| <b>Carichi verticali</b>         |   |                  |                            | <b>Carichi orizzontali</b> |                        | <b>Carichi verticali</b>   |
| Gruppo di azioni                 | Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6) | Veicoli speciali | Folla (Schema di carico 5) | Frenatura $q_3$            | Forza centrifuga $q_4$ | Carico uniformemente distribuito                                   |
| 1                                | Valore caratteristico                               |                  |                            |                            |                        | Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$ |
| 2 a                              | Valore frequente                                    |                  |                            | Valore caratteristico      |                        |  |
| 2 b                              | Valore frequente                                    |                  |                            |                            | Valore caratteristico  |  |

**Tabella 10 – Coefficienti  $\gamma$**

|  |             | Coefficiente                            | EQU <sup>(1)</sup>  | A1 STR              | A2 GEO |
|--|-------------|---|---------------------|---------------------|--------|
| Carichi permanenti   | favorevoli  | $\gamma_{G1}$                           | 0,90                | 1,00                | 1,00   |
|  | sfavorevoli |   | 1,10                | 1,35                | 1,00   |
| Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>            | favorevoli  | $\gamma_{G2}$                           | 0,00                | 0,00                | 0,00   |
|  | sfavorevoli |   | 1,50                | 1,50                | 1,30   |
| Carichi variabili da traffico                                | favorevoli  | $\gamma_Q$                              | 0,00                | 0,00                | 0,00   |
|  | sfavorevoli |   | 1,35                | 1,35                | 1,15   |
| Carichi variabili  | favorevoli  | $\gamma_{Qi}$                           | 0,00                | 0,00                | 0,00   |
|  | sfavorevoli |   | 1,50                | 1,50                | 1,30   |
| Distorsioni e presollecitazioni di progetto                  | favorevoli  | $\gamma_{E1}$                           | 0,90                | 1,00                | 1,00   |
|  | sfavorevoli |   | 1,00 <sup>(3)</sup> | 1,00 <sup>(4)</sup> | 1,00   |
| Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari | favorevoli  | $\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$ | 0,00                | 0,00                | 0,00   |
|  | sfavorevoli |   | 1,20                | 1,20                | 1,00   |

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

**Tabella 11 – Coefficienti  $\psi$**

| Azioni                              | Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)     | Coefficiente $\psi_0$ di combinazione | Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti) | Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti) |
|-------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|---|
| Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV) | Schema 1 (Carichi tandem)             | 0,75                                  | 0,75                                     | 0,0   |
|                                     | Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti) | 0,40                                  | 0,40                                     | 0,0   |
|                                     | Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)    | 0,40                                  | 0,40                                     | 0,0   |
|                                     | Schema 2                              | 0,0                                   | 0,75                                     | 0,0   |
|                                     | 2                                     | 0,0                                   | 0,0                                      | 0,0   |
|                                     | 3                                     | 0,0                                   | 0,0                                      | 0,0   |
| Vento $q_5$                         | 4 (folla)                             | ----                                  | 0,75                                     | 0,0   |
|                                     | 5                                     | 0,0                                   | 0,0                                      | 0,0   |
|                                     | Vento a ponte scarico SLU e SLE       | 0,6                                   | 0,2                                      | 0,0   |
|                                     | Esecuzione                            | 0,8                                   | ----                                     | 0,0   |
| Neve $q_5$                          | Vento a ponte carico                  | 0,6                                   |  |   |
|                                     | SLU e SLE                             | 0,0                                   | 0,0                                      | 0,0   |
| Temperatura                         | esecuzione                            | 0,8                                   | 0,6                                      | 0,5   |
|                                     | $T_k$                                 | 0,6                                   | 0,6                                      | 0,5   |

In "ALLEGATO B – Combinazioni di carico nel dimensionamento del ponte via rimesse" ALLEGATO B – si riportano nel dettaglio le combinazioni che sono state realizzate per la verifica dell'impalcato in oggetto.



## 9.4.2 Sollecitazioni ottenute dai modelli di calcolo considerati

### 9.4.2.1 Modello di calcolo per il dimensionamento della trave prefabbricata

Il modello riguarda il dimensionamento della trave prefabbricata soggetta ai carichi dovuti al peso proprio, alla precompressione, alle perdite, ai permanenti portati e a tutte le azioni di tipo accidentale precedentemente descritte.

Al fine di valutare correttamente le sollecitazioni che sviluppano in impalcato occorre considerare due modelli:

1. il primo modello che rappresenta la sola trave prefabbricata soggetta a peso proprio, alla precompressione, alle perdite, ai permanenti portati; in questa configurazione lo schema statico rappresentativo è di una trave doppiamente appoggiata avente luce di calcolo pari a 8,65 m
2. il secondo modello di calcolo invece è rappresentativo della configurazione in esercizio così come ampiamente descritto al § 9.1

Di seguito si riportano i dati geometrici e di sollecitazione riferiti alla trave prefabbricata nelle 2 fasi sopra indicate.

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE - FASE 1

#### DATI GEOMETRICI

| ELEMENTO | L <sub>x</sub> [m] | L <sub>y</sub> [m] | n | A <sub>xy</sub> [m <sup>2</sup> ] | x <sub>gi</sub> [m] | y <sub>gi</sub> [m] | S <sub>x</sub> [m <sup>3</sup> ] | S <sub>y</sub> [m <sup>3</sup> ] | J <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ] | J <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ] | A <sup>2</sup> (x <sub>gi</sub> - x <sub>g</sub> ) <sup>2</sup> | A <sup>2</sup> (y <sub>gi</sub> - y <sub>g</sub> ) <sup>2</sup> |
|----------|--------------------|--------------------|---|-----------------------------------|---------------------|---------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---|---|
| 1        | 0.700              | 0.300              | 1 | 0.210                             | 0.000               | 0.150               | 0.032                            | 0.000                            | 0.002                            | 0.009                            | 0   | 2.02184E-06   |
| 2        |                    |                    |   | 0.000                             |                     |                     | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 3        |                    |                    |   | 0.000                             |                     |                     | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 4        |                    |                    |   | 0.000                             |                     |                     | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 5        |                    |                    |   | 0.000                             |                     |                     | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 6        |                    |                    |   | 0.000                             |                     |                     | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 7        |                    |                    |   | 0.000                             |                     |                     | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 8        |                    |                    |   | 0.000                             |                     |                     | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 9        |                    |                    |   | 0.000                             |                     |                     | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 10       |                    |                    |   | 0.000                             |                     |                     | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 11       |                    |                    |   | 0.000                             |                     |                     | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 12       |                    |                    |   | 0.000                             |                     |                     | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |

0.210

0.032

0.000

0.002

0.009

0.000

0.000

| ARMATURE | n <sup>o</sup> | A <sub>nom</sub> [mm <sup>2</sup> ] | m     | A <sub>xy</sub> [m <sup>2</sup> ] | x <sub>gi</sub> [m] | y <sub>gi</sub> [m] | S <sub>x</sub> [m <sup>3</sup> ] | S <sub>y</sub> [m <sup>3</sup> ] | J <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ] | J <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ] | A <sup>2</sup> (x <sub>gi</sub> - x <sub>g</sub> ) <sup>2</sup> | A <sup>2</sup> (y <sub>gi</sub> - y <sub>g</sub> ) <sup>2</sup> |
|----------|----------------|-------------------------------------|-------|-----------------------------------|---------------------|---------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---|---|
| 1        | 8              | 139                                 | 5.370 | 0.00597144                        | 0.000               | 0.065               | 0.0004                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 4.00513E-05   |
| 2        | 6              | 139                                 | 5.370 | 0.00448                           | 0.000               | 0.111               | 0.0005                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 5.90045E-06   |
| 3        |                |                                     |       | 0.00000                           |                     |                     | 0.0000                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 0   |
| 4        |                |                                     |       | 0.00000                           |                     |                     | 0.0000                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 0   |
| 5        |                |                                     |       | 0.00000                           |                     |                     | 0.0000                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 0   |
| 6        |                |                                     |       | 0.00000                           |                     |                     | 0.0000                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 0   |
| 7        |                |                                     |       | 0.00000                           |                     |                     | 0.0000                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 0   |
| 8        |                |                                     |       | 0.00000                           |                     |                     | 0.0000                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 0   |

0.01045

0.001

0.000

-

-

0.000

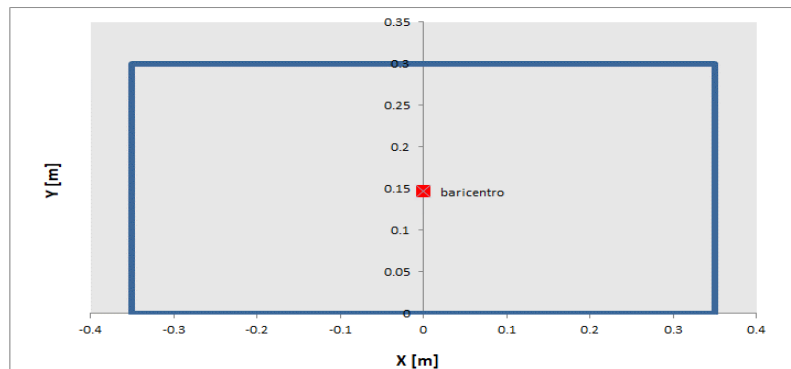
0.000

Posizione del baricentro degli elementi costituenti la sezione:

$$\begin{aligned}
 A_{tot} &= \Sigma A_{xy} = && 0.220 && \text{m}^2 \\
 A_{x_{tot}} &= && 0.210 && \text{m}^2 \\
 A_{y_{tot}} &= && 0.210 && \text{m}^2 \\
 \\ 
 S_{x_{tot}} &= \Sigma S_x = && 0.032 && \\
 S_{y_{tot}} &= \Sigma S_y = && 0.000 && \\
 x_g &= S_{y_{tot}} / A_{tot} = && 0.0000 && \text{m} \\
 y_g &= S_{x_{tot}} / A_{tot} = && 0.1469 && \text{m}
 \end{aligned}$$

Momento di inerzia della sezione in x e y:

$$\begin{aligned}
 J_{x_{tot}} &= \Sigma J_x + \Sigma (A_i d_i^2) = && 0.00162297 && \text{m}^4 \\
 J_{y_{tot}} &= \Sigma J_y + \Sigma (A_i d_i^2) = && 0.00857500 && \text{m}^4
 \end{aligned}$$





## CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE - FASE 2

### DATI GEOMETRICI

| ELEMENTO | L <sub>x</sub> [m] | L <sub>y</sub> [m] | n    | A <sub>xy</sub> [m <sup>2</sup> ] | x <sub>g</sub> [m] | y <sub>g</sub> [m] | S <sub>x</sub> [m <sup>3</sup> ] | S <sub>y</sub> [m <sup>3</sup> ] | J <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ] | J <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ] | A*(x <sub>g</sub> - x <sub>g</sub> ) <sup>2</sup> | A*(y <sub>g</sub> - y <sub>g</sub> ) <sup>2</sup> |
|----------|--------------------|--------------------|------|-----------------------------------|--------------------|--------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---|---|
| 1        | 0.700              | 0.300              | 1    | 0.210                             | 0.000              | 0.150              | 0.032                            | 0.000                            | 0.002                            | 0.009                            | 0   | 0.001405609                                       |
| 2        | 0.000              | 0.000              | 0.00 | 0.000                             | 0.000              | 0.000              | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 3        | 0.000              | 0.000              | 0.00 | 0.000                             | 0.000              | 0.000              | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 4        | 0.000              | 0.000              | 0.00 | 0.000                             | 0.000              | 0.000              | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 5        | 0.000              | 0.000              | 0.00 | 0.000                             | 0.000              | 0.000              | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 6        | 0.000              | 0.000              | 0.00 | 0.000                             | 0.000              | 0.000              | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 7        | 0.000              | 0.000              | 0.00 | 0.000                             | 0.000              | 0.000              | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 8        | 0.700              | 0.180              | 0.94 | 0.118                             | 0.000              | 0.390              | 0.046                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.005                            | 0   | 0.002961215                                       |
| 9        |                    |                    |      | 0.000                             |                    |                    | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 10       |                    |                    |      | 0.000                             |                    |                    | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 11       |                    |                    |      | 0.000                             |                    |                    | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |
| 12       |                    |                    |      | 0.000                             |                    |                    | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0.000                            | 0   | 0   |

0.328

0.078 0.000 0.002 0.013 0.000 0.004

| ARMATURE | n° | F [mm] | m     | A <sub>xy</sub> [m <sup>2</sup> ] | x <sub>g</sub> [m] | y <sub>g</sub> [m] | S <sub>x</sub> [m <sup>3</sup> ] | S <sub>y</sub> [m <sup>3</sup> ] | J <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ] | J <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ] | A*(x <sub>g</sub> - x <sub>g</sub> ) <sup>2</sup> | A*(y <sub>g</sub> - y <sub>g</sub> ) <sup>2</sup> |
|----------|----|--------|-------|-----------------------------------|--------------------|--------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---|---|
| 1        | 8  | 139    | 5.370 | 0.00597144                        | 0.000              | 0.065              | 0.0004                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 0.000166165                                       |
| 2        | 6  | 139    | 5.370 | 0.00448                           | 0.000              | 0.111              | 0.0005                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 6.5802E-05  |
| 3        | 0  | 0      | 0.000 | 0.00000                           | 0.000              | 0.000              | 0.0000                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 0   |
| 4        | 0  | 0      | 0.000 | 0.00000                           | 0.000              | 0.000              | 0.0000                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 0   |
| 5        | 0  | 0      | 0.000 | 0.00000                           | 0.000              | 0.000              | 0.0000                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 0   |
| 6        | 0  | 0      | 0.000 | 0.00000                           | 0.000              | 0.000              | 0.0000                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 0   |
| 7        | 0  | 0      | 0     | 0.00000                           | 0.000              | 0.000              | 0.0000                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 0   |
| 8        | 0  | 0      | 0     | 0.00000                           | 0.000              | 0.000              | 0.0000                           | 0.0000                           | -                                | -                                | 0   | 0   |

0.01045

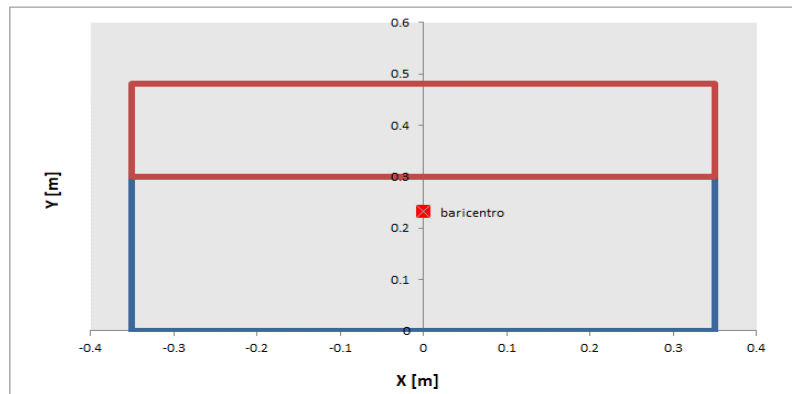
0.001 0.000 - - 0.000 0.000

Posizione del baricentro degli elementi costituenti la sezione:

$$\begin{aligned}
 A_{tot} &= \sum A_{xy} = 0.339 \text{ m}^2 \\
 A_{x_{tot}} &= 0.328 \text{ m}^2 \\
 A_{y_{tot}} &= 0.328 \text{ m}^2 \\
 S_{x_{tot}} &= \sum S_x = 0.079 \\
 S_{y_{tot}} &= \sum S_y = 0.000 \\
 x_g &= S_{y_{tot}} / A_{tot} = 0.0000 \text{ m} \\
 y_g &= S_{x_{tot}} / A_{tot} = 0.2318 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momento di inerzia della sezione in x e y:

$$\begin{aligned}
 J_{x_{tot}} &= \sum J_x + \sum (A_i d_i^2) = 0.00649331 \text{ m}^4 \\
 J_{y_{tot}} &= \sum J_y + \sum (A_i d_i^2) = 0.01340718 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$



### b) - AZIONI ELEMENTARI

|                              | M<br>(kNm) | N<br>(kN) | T<br>(kN) |                        |
|------------------------------|------------|-----------|-----------|------------------------|
| Precompressione iniziale     | -174.73    | -2'802.24 | 0.00      |                        |
| Peso proprio trave           | 49.10      |           | 0.00      |                        |
| Perdite istantanee           | 11.97      | 191.90    | 0.00      |                        |
| Perdite maturazione a caldo  | 8.46       | 135.66    | 0.00      | (see § 5.4.5.3 MC2010) |
| Getto di completamento       | 30.30      |           | 0.00      |                        |
| Perdite a lungo termine      | 53.90      | 366.02    | 0.00      |                        |
| Permanenti portati           | 12.00      |           | 0.00      |                        |
| Termica                      | 185.00     |           | 0.00      |                        |
| Spinta delle terre           | 15.00      |           | 0.00      |                        |
| Azioni variabili da traffico | 147.00     |           | 0.00      |                        |

### c) - AZIONI COMBinate

|                          | M<br>(kNm) | N<br>(kN) | T<br>(kN) | γ <sub>s</sub> |
|--------------------------|------------|-----------|-----------|----------------|
| Precompressione iniziale | -174.73    | -2'802.24 | 0.00      | 1.00           |

|                              |        |        |      |      |
|------------------------------|--------|--------|------|------|
| Peso proprio trave           | 49.10  | 0.00   | 0.00 | 1.00 |
| Perdite istantanee           | 11.97  | 191.90 | 0.00 | 1.00 |
| Perdite maturazione a caldo  | 8.46   | 135.66 | 0.00 | 1.00 |
| Getto di completamento       | 30.30  | 0.00   | 0.00 | 1.00 |
| Perdite a lungo termine      | 53.90  | 366.02 | 0.00 | 1.00 |
| Permanenti portati           | 12.00  | 0.00   | 0.00 | 1.00 |
| Termica                      | 185.00 | 0.00   | 0.00 | 1.00 |
| Spinta delle terre           | 15.00  | 0.00   | 0.00 | 1.00 |
| Azioni variabili da traffico | 147.00 | 0.00   | 0.00 | 1.00 |

#### 9.4.2.2 Modello di calcolo complessivo

Il modello riguarda il dimensionamento delle strutture nella condizione di esercizio così al § 9.1.

Di seguito si riportano alcune immagini della distribuzione di sollecitazione nelle strutture.

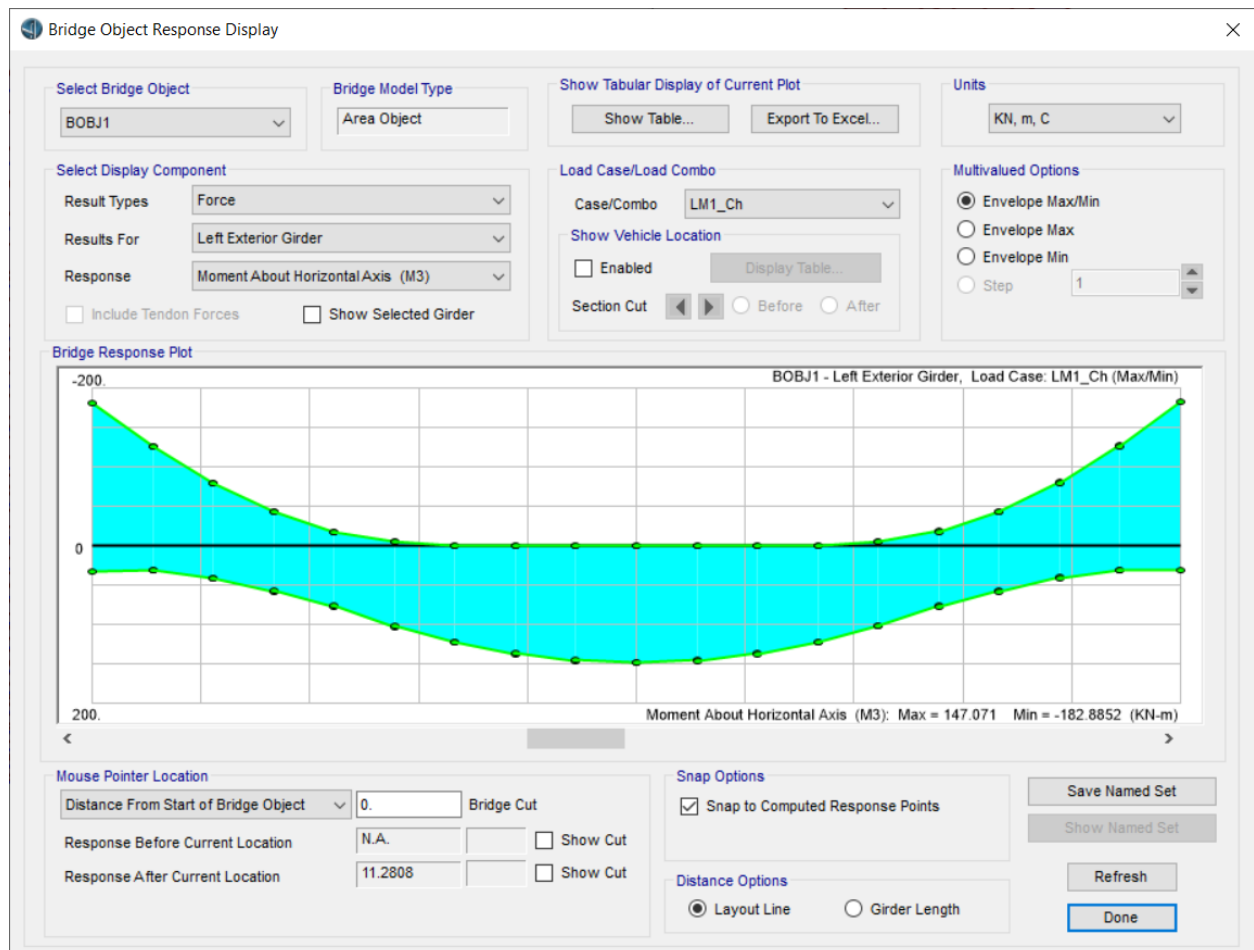
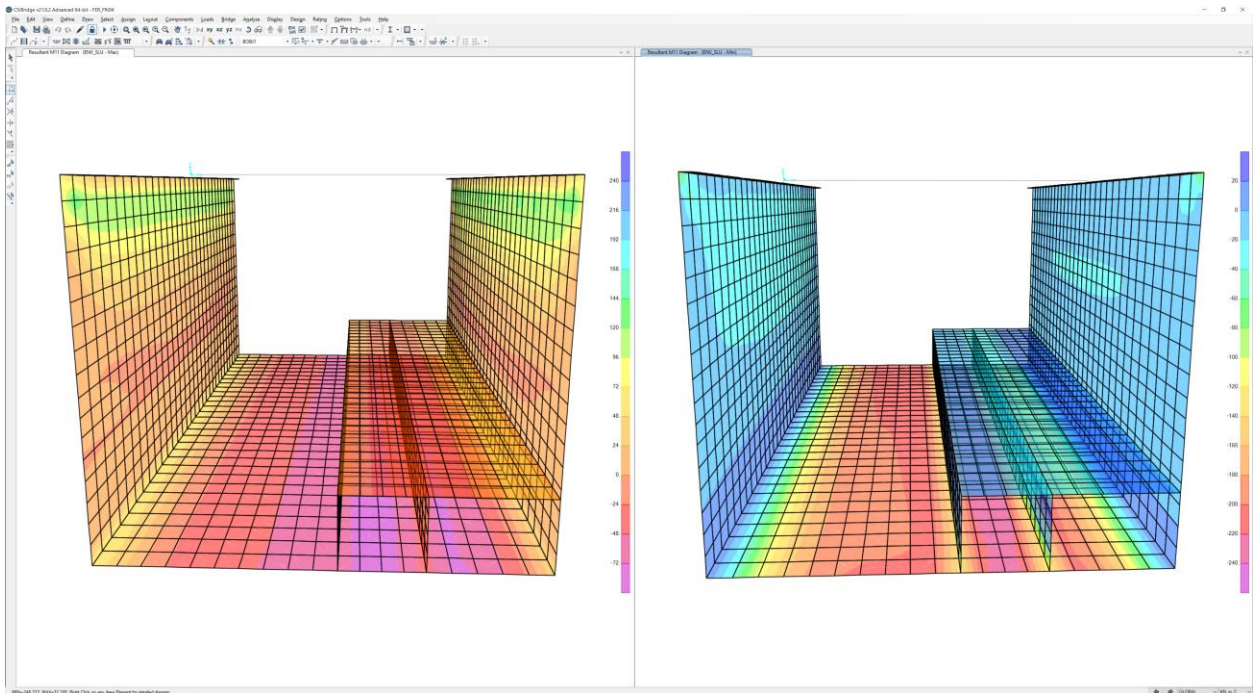
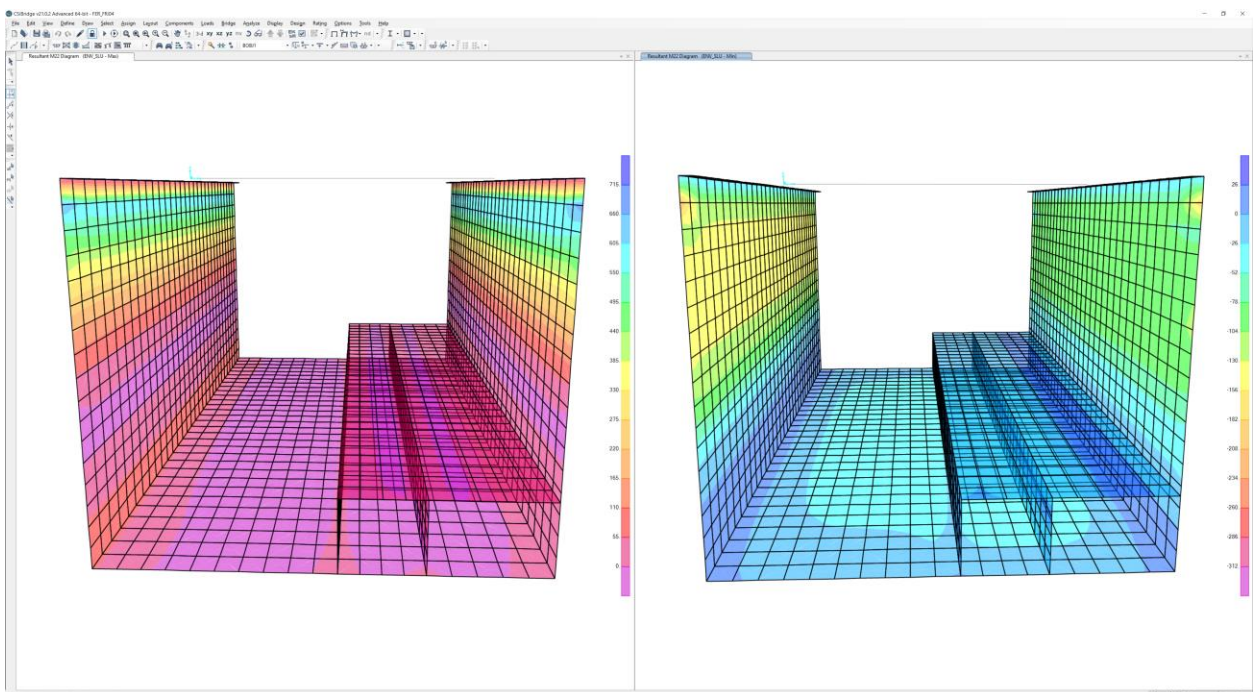


Figura 40: Andamento del momento flettente dovuto ai carichi mobili LM1 nella trave più caricata



**Figura 41: Andamento del momento flettente ENV\_SLU con asse vettore M11  
(a sx involuppo Mmax \ a dx involuppo Mmin)**



**Figura 42: Andamento del momento flettente ENV\_SLU con asse vettore M22  
(a sx involuppo Mmax \ a dx involuppo Mmin)**

## 9.5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare:

| ID         | Armatura lato scavo o inferiori | Armatura lato terra o superiori | Staffe                  |
|------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| fondo      | $\phi$ 20/20 copriferro 7 cm    | $\phi$ 20/20 copriferro 7 cm    | braccia $\phi$ 12/20x40 |
| banchine   | $\phi$ 16/20 copriferro 7 cm    | $\phi$ 16/20 copriferro 7 cm    | non necessarie          |
| contropar. | $\phi$ 16/20 copriferro 7 cm    | $\phi$ 16/10 copriferro 7 cm    | braccia $\phi$ 12/20x40 |
| parete     | $\phi$ 20/20 copriferro 7 cm    | $\phi$ 20/10 copriferro 7 cm    | braccia $\phi$ 12/20x40 |

Si prevedono le seguenti armature nelle travi prefabbricate:

- Si prevede un'armatura lenta nella trave pari a:  
 $2 \phi 16 + 2 \phi 12$  a 6,5 cm da intradosso sezione  
 $2 \phi 16 + 2 \phi 12$  a 6,5 cm da estradosso sezione
- Si prevede un'armatura lenta in soletta pari a:  
 $\phi 22/10$  superiori e inferiori a 5,6 cm da esterno sezione
- Si prevede un'armatura di precompressione pari a:  
 14 trefoli da 0,6" disposti come indicato al §
- Si prevede un'armatura a taglio pari a:  
 vengono disposte 2 braccia  $\phi 12$  passo 10 cm per 1 m a partire da asse appoggi; nella restante vengono previste 2 braccia  $\phi 12$  passo 20 cm parte

### 9.5.1 Verifiche elementi shell

La progettazione\verifica delle armature presenti negli elementi "shell" in calcestruzzo si basa sulle disposizioni in § DD EN1992-1-1 1992 Eurocodice 2: Progettazione di strutture in calcestruzzo.

Generalmente, gli elementi di lastra sono sottoposti a otto risultanti di tensione. Queste risultanti sono composte da:

- i tre componenti di forza membranale  $f_{11}$ ,  $f_{22}$  e  $f_{12}$
- le due componenti del momento flettente  $m_{11}$  e  $m_{22}$  e il momento torcente  $m_{12}$
- le due componenti della forza di taglio trasversale  $V_{13}$  e  $V_{23}$

Ai fini del progetto\verifica, l'elemento lastra è concepito come composto da due strati esterni localizzati sui piani centrali degli strati di rinforzo esterni e un nucleo interno non fessurato, tale modello è nominato "modello a sandwich".

Si presume che i copriferri del modello a sandwich (ovvero gli strati esterni) trasportino i momenti e le forze di membrana, mentre le forze trasversali di taglio sono assegnate al nucleo, come mostrato nella Figura 43.

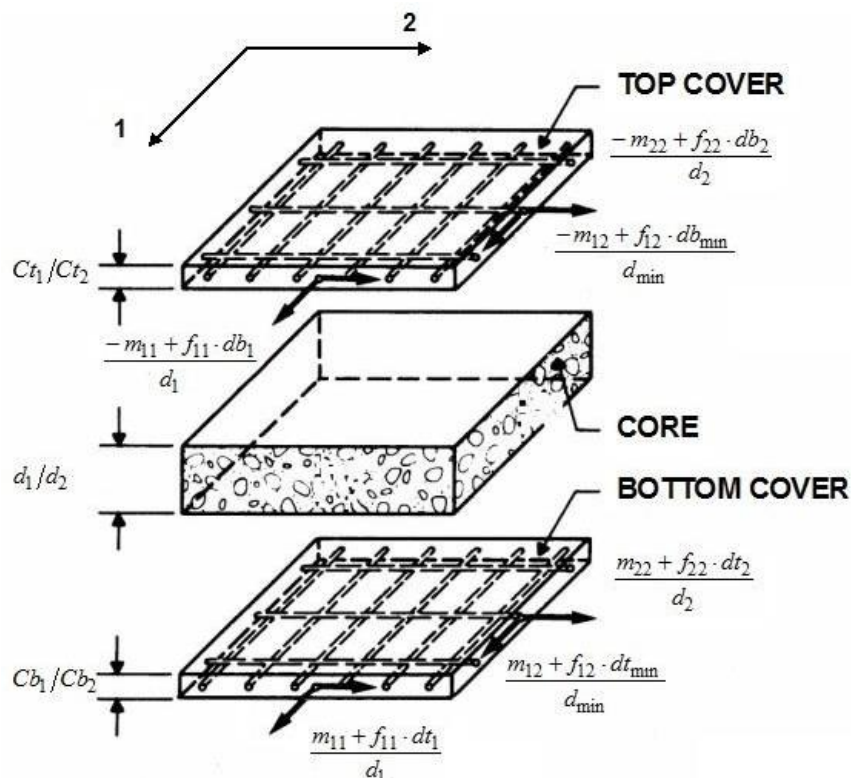
L'assunzione che si ammette durante la fase di verifica è che il nucleo non presenti fessurazioni diagonali (nucleo intero). In tal caso, uno stato di taglio puro si sviluppa all'interno del nucleo, e quindi la forza trasversale di taglio non ha alcun effetto sulle forze di piano negli elementi esterni del modello sandwich. Pertanto, non è necessario prevedere rinforzi trasversali e gli elementi di



rinforzo presenti nelle parti esterne non devono sopprimere in alcun modo agli effetti del taglio trasversale.

Di seguito si riportano le assunzioni principali del modello sandwich precedentemente descritto e utilizzato per la verifica/progettazione delle shell in calcestruzzo:

1. Come mostrato nella Figura 43, l'elemento lastra è concepito come comprendente due strati esterni localizzati sui piani centrali degli strati di rinforzo esterni.
2. Lo spessore di ogni strato è considerato uguale al minore dei seguenti valori:
  - a. Due volte la distanza misurata dal centro del rinforzo più esterno alla superficie esterna della lastra
  - b. Due volte la distanza misurata dal centro della lastra al centro del rinforzo più esterno
3. Le sei risultanti  $f_{11}$ ,  $f_{22}$ ,  $f_{12}$ ,  $m_{11}$ ,  $m_{22}$  e  $m_{12}$ , sono trasformati in forze membranali  $N_{11}$ ,  $N_{22}$  e  $N_{12}$ , calcolate come agenti rispettivamente all'interno del piano centrale degli strati di rinforzo superiore e inferiore. Nel trasformare i momenti in forze, il braccio di lavoro viene assunto come la distanza misurata tra gli strati di rinforzo più esterni.
4. Per ogni strato le forze nei rinforzi ( $N_{Des1}$ ,  $N_{Des2}$ ), le forze di compressione nel calcestruzzo ( $F_{c1}$ ,  $F_{c2}$ ) e le tensioni di compressione nel calcestruzzo ( $sc_1$  e  $sc_2$ ) sono calcolate in base a quanto prescritto in EN1992.
5. Le forze negli elementi di rinforzo vengono convertite in "aree di rinforzo" per unità di larghezza ( $A_{st1}$  e  $A_{st2}$ )



**Figura 43: Modello Sandwich**

Per un dato elemento shell, le variabili  $h$ ,  $C_{t1}$ ,  $C_{t2}$ ,  $C_{b1}$  e  $C_{b2}$ , sono costanti e definite in funzione delle caratteristiche geometriche degli elementi. Le formulazioni che governano il modello Sandwich sono le seguenti:

$$dt_1 = \frac{h}{2} - Ct_1; \quad dt_2 = \frac{h}{2} - Ct_2; \quad db_1 = \frac{h}{2} - Cb_1; \quad db_2 = \frac{h}{2} - Cb_2$$

$$d_1 = h - Ct_1 - Cb_1; \quad d_2 = h - Ct_2 - Cb_2;$$

$$d_{\min} = \text{Minimum of } d_1 \text{ and } d_2$$

$$db_{\min} = \text{Minimum of } db_1 \text{ and } db_2$$

$$dt_{\min} = \text{Minimum of } dt_1 \text{ and } dt_2$$

$$N_{11}(\text{top}) = \frac{-m_{11} + f_{11} \cdot db_1}{d_1}; \quad N_{11}(\text{bot}) = \frac{m_{11} + f_{11} \cdot dt_1}{d_1}$$

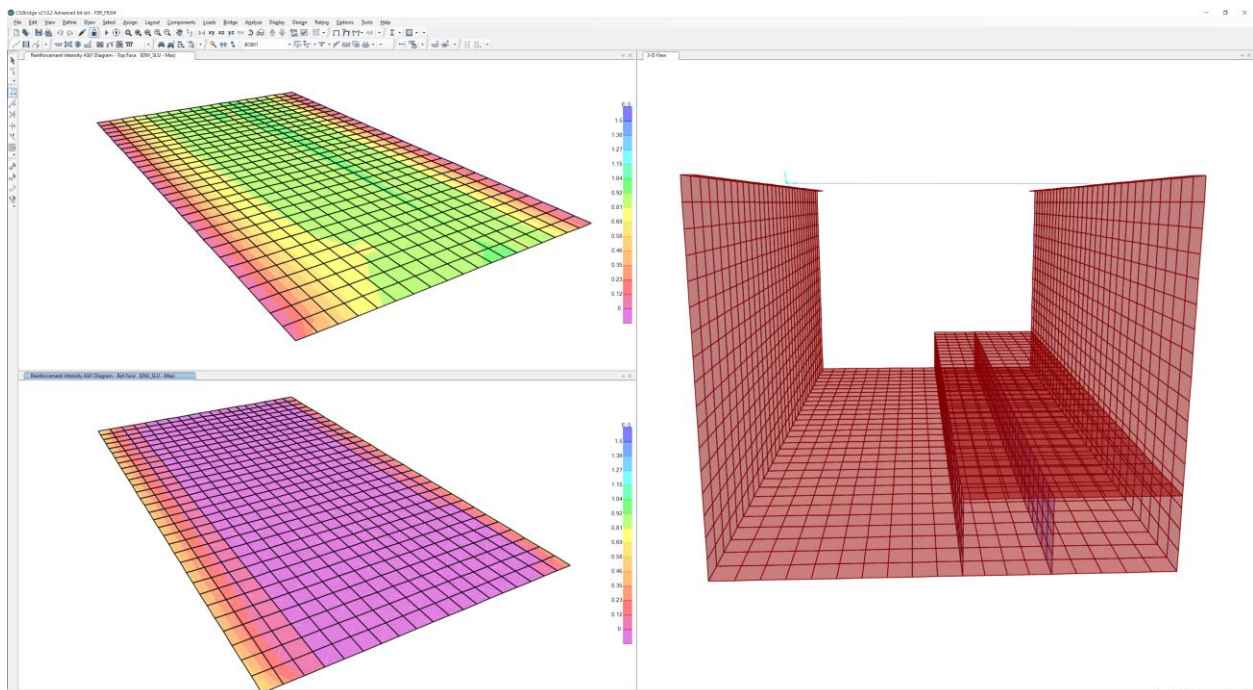
$$N_{22}(\text{top}) = \frac{-m_{22} + f_{22} \cdot db_2}{d_2}; \quad N_{22}(\text{bot}) = \frac{m_{22} + f_{22} \cdot dt_2}{d_2}$$

$$N_{12}(\text{top}) = \frac{-m_{12} + f_{12} \cdot db_{\min}}{d_{\min}}; \quad N_{12}(\text{bot}) = \frac{m_{12} + f_{12} \cdot dt_{\min}}{d_{\min}}$$

Nelle immagini riportate sono rappresentati:

- la scala cromatica indica l'area di armatura necessaria espressa in mq/m
- le zone blu rappresentano le parti ove il requisito di armatura è superiore rispetto al limite selezionato

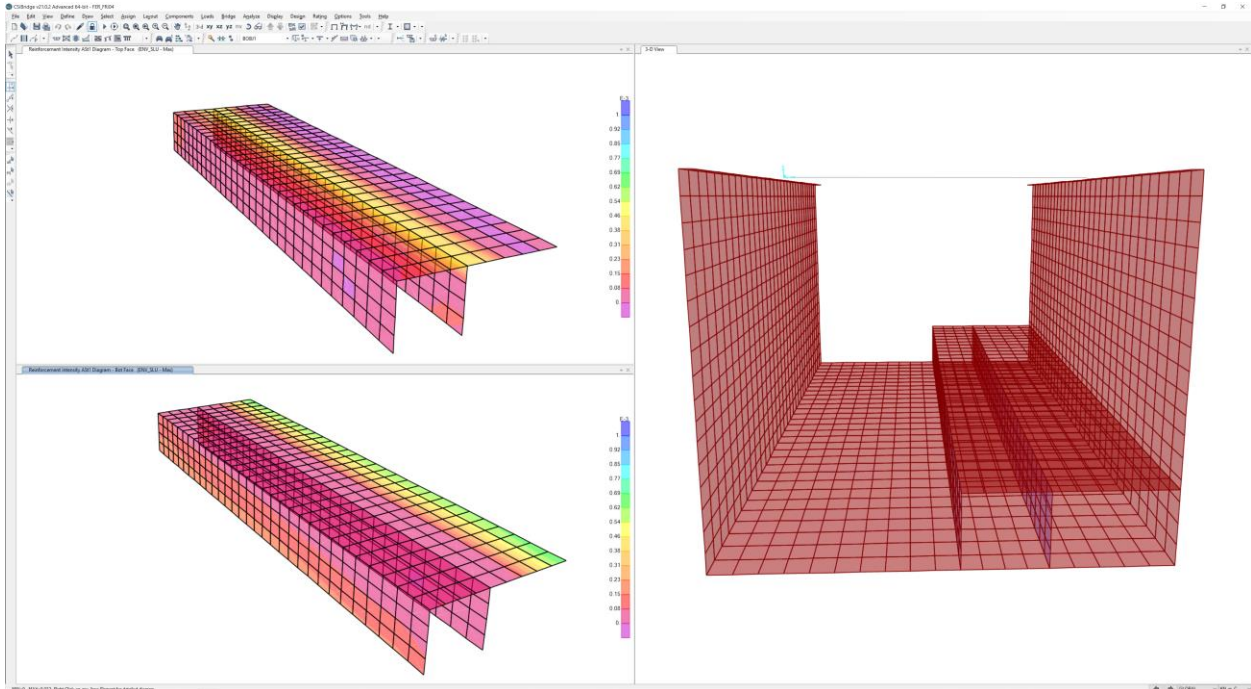
### SOLETTA DI FONDO



**Figura 44: verifica della sezione**  
(in alto sx armature necessarie all'interno \ in basso sx armature necessarie all'esterno)

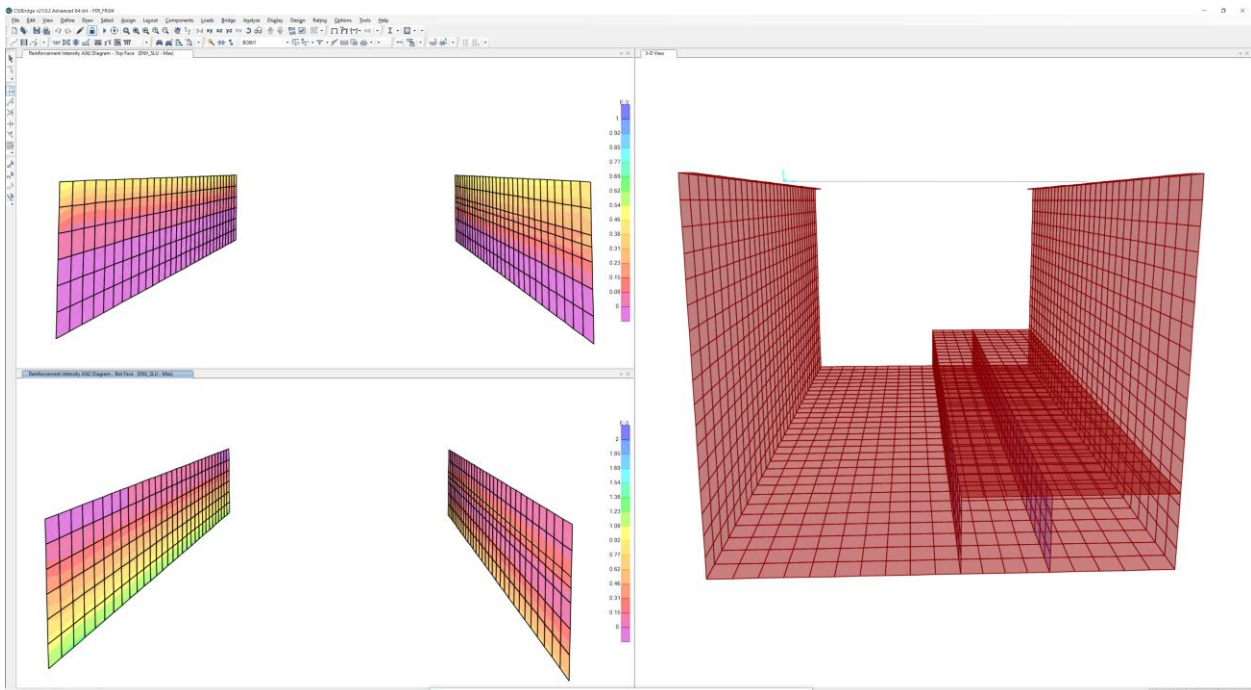


## BANCHINE



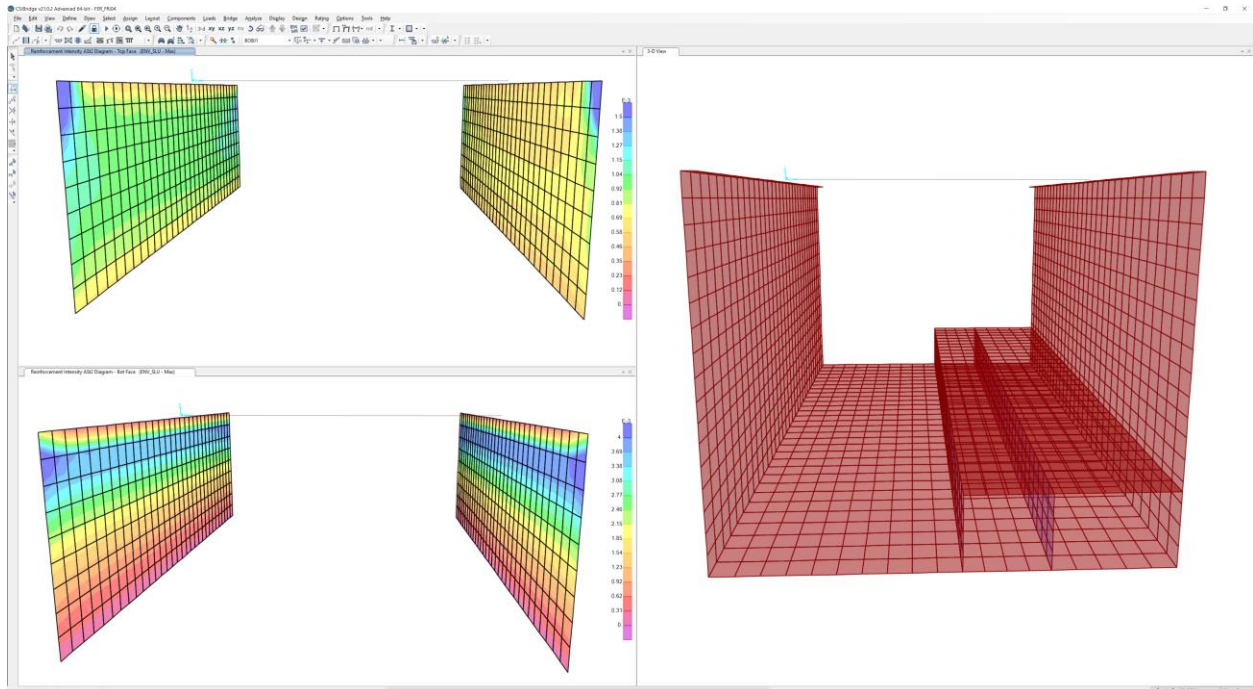
**Figura 45: verifica della sezione**  
*(in alto sx armature necessarie all'interno \ in basso sx armature necessarie all'esterno)*

## FODERE



**Figura 46: verifica della sezione**  
*(in alto sx armature necessarie all'interno \ in basso sx armature necessarie all'esterno)*

## PARETE sp.50cm



**Figura 47: verifica della sezione**  
(in alto sx armature necessarie all'interno \ in basso sx armature necessarie all'esterno)

## 9.5.2 Verifiche trave prefabbricata

### 9.5.2.1 Verifiche in fase di esercizio

Vengono esaminati gli stati tensionali della trave in cui possono essere considerati esauriti tutti i fenomeni legati al comportamento reologico del calcestruzzo, quindi a cadute scontate. In particolare è stata considerata le combinazioni di carico Caratteristica, con le disposizioni dei carichi mobili tali da massimizzare il momento flettente nella trave.

Considerando che i limiti tensionali oltre i quali il materiale non può lavorare sono:

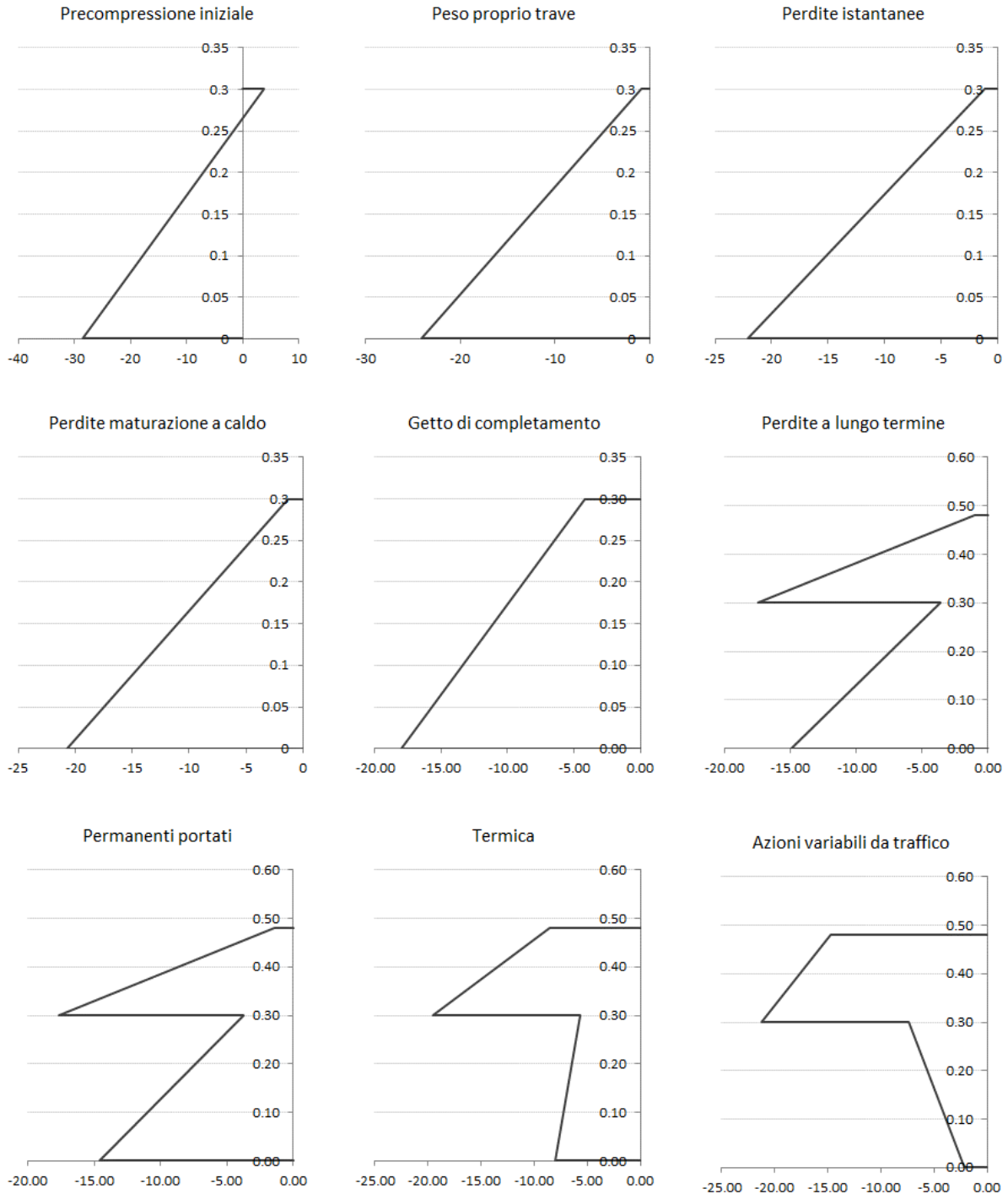
- C45/55 (trave)
 

|   |                         |
|---|-------------------------|
| $\sigma_c < 0,6 * f_{ck,cyl} = 0,6 * 45$      | = 27 MPa                |
| $\sigma_t < f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c$ | = 1,771 MPa (frequente) |
- C35/45 (soletta)
 

|   |                         |
|---|-------------------------|
| $\sigma_c < 0,6 * f_{ck,cyl} = 0,6 * 35$      | = 21,0 MPa              |
| $\sigma_t < f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c$ | = 1,500 MPa (frequente) |

le verifiche si possono considerare soddisfatta in quanto le tensioni sono sempre inferiori ai limiti di norma, come riportato a seguire nei grafici tensionali.

**GRAFICI DELLA TENSIONE TOTALE NELLA SEZIONE**



**Figura 48: stato tensionale nella trave in c.a.p. (sezione di mezzeria)**  
*(Il titolo di ogni grafico si riferisce alla condizione di carico aggiunta alla precedente)*

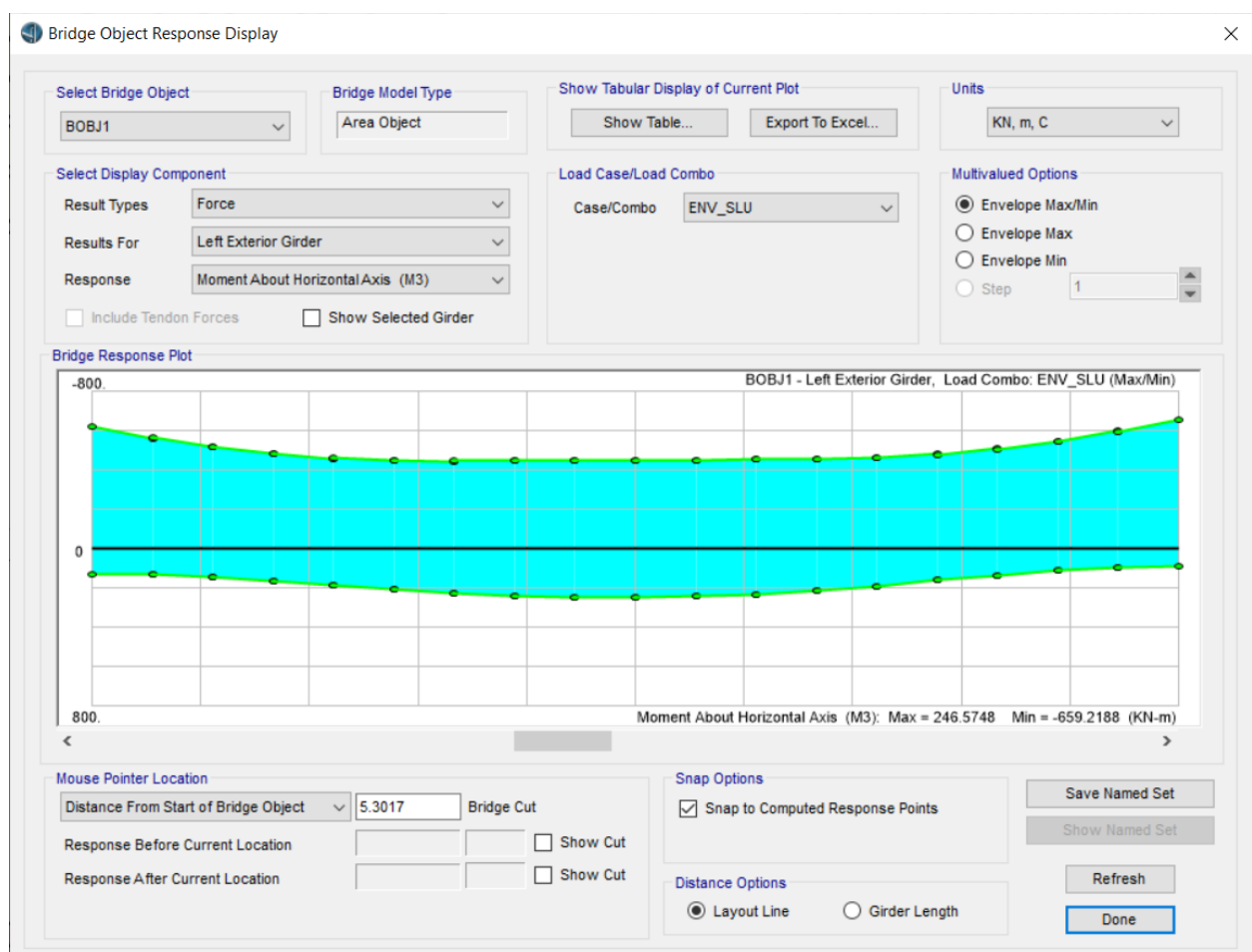
### 9.5.2.2 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Per le verifiche a flessione è stata considerata la disposizione dei carichi mobili tale da massimizzare il momento flettente nella trave.

La verifica è stata condotta ipotizzando il mantenimento delle sezioni piane, con una deformazione limite per l'acciaio da precompressione dei cavi interni pari a 0.01, a cui deve essere sommata una la deformazione preventiva (corrispondente alla precompressione a lungo termine); è stata invece trascurata (a favore di sicurezza) la componente corrispondente alla decompressione.

Dall'analisi del modello in corrispondenza della sezione più sollecitata si ricava:

$$MSd = 1,35 \times (49,1+30,3) + 246,6 = 354 \text{ kNm} \quad \text{momento esterno agente}$$



**Figura 49: Andamento del momento flettente ENV\_SLU dovuto alle azioni della FASE 2 nella trave più caricata**

Trascurando il contributo dell'armatura lenta, la rottura della sezione risulta in campo 3 ( $\epsilon_c=0.350\%$ ), con un momento resistente risulta pari a:

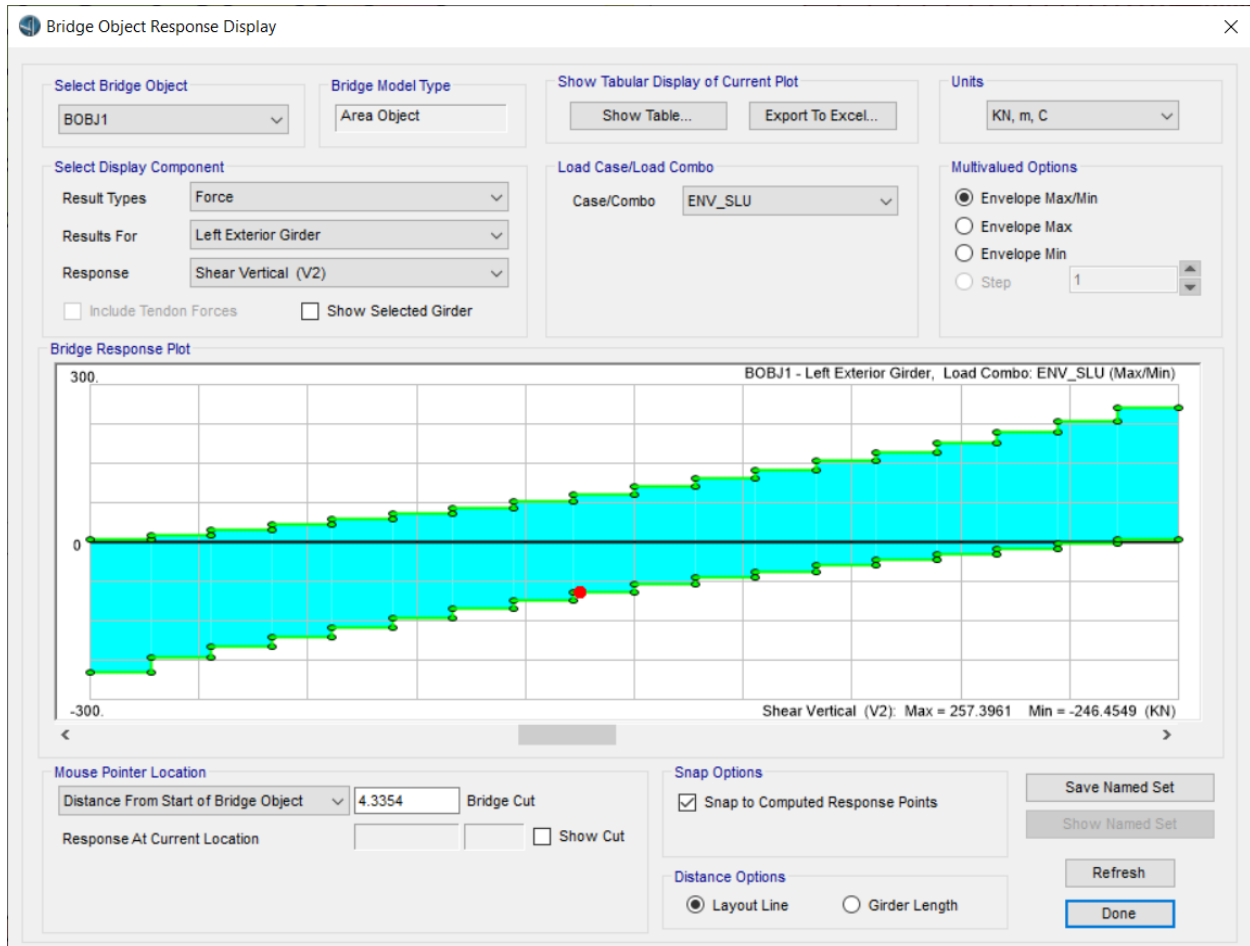
$$MRd = 830 \text{ kN m}$$

In altri termini si ha un coefficiente di sicurezza pari a  $MRd/MSd = 2.344$  nei confronti della rottura per flessione, quindi la verifica risulta soddisfatta.



Allo stato limite ultimo la verifica a taglio è stata condotta utilizzando il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio. Nella sezione più sfavorevole, tenendo conto dell'effetto della precompressione, si ha un taglio sollecitante:

$$VSd = 1,35 \times (22,7+14) + 257,4 = 307 \text{ kN} \quad \text{taglio esterno agente}$$



**Figura 50: Andamento del taglio ENV\_SLU dovuto alle azioni della FASE 2 nella trave più caricata**

Adottando un'armatura a taglio, nel tratto maggiormente sollecitato, costituita da staffe  $\phi 12$  passo 10cm, la verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$VRd = 593 \text{ kN}$$

In altri termini si ha un coefficiente di sicurezza pari a  $VRd/VSd = 1.931$  nei confronti della rottura per taglio, quindi la verifica risulta soddisfatta.

Si riporta nel seguito il calcolo di dettaglio del taglio resistente nella sezione più critica:

**Elementi che non richiedono armatura a taglio**

|            |     |     |               |
|------------|-----|-----|---------------|
| $f_{ck} =$ | 35  | Mpa |               |
| $d =$      | 430 | mm  | altezza utile |

|                 |               |                 |  |
|-----------------|---------------|-----------------|--|
| $A_{sl} =$      | <b>401.92</b> | mm <sup>2</sup> | armatura longitudinale tesa                            |
| $b_w =$         | <b>700</b>    | mm              | larghezza minima della sezione in zona tesa            |
| $A_c =$         | <b>301000</b> | mm <sup>2</sup> | area sezione calcestruzzo                              |
| $N_{ed} =$      | <b>0</b>      | kN              | forza assiale nella sezione (positive le compressioni) |
| $C_{rd,c} =$    | 0.12          |                 |  |
| $k_1 =$         | 0.15          |                 |  |
| $k =$           | 1.6820        | ≤               | 2  |
| $\rho_1 =$      | 0.001335282   | ≤               | 0.02   |
| $\sigma_{cp} =$ | 0.0000        | <               | 3.9667   |
| $V_{min} =$     | 0.4517        |                 |  |
| $V_{Rd,c} =$    | 101.57        | kN              | formula estesa   |
| $V_{Rd,c} =$    | 135.96        | kN              | valore minimo di resistenza                            |

### Elementi che richiedono armatura a taglio

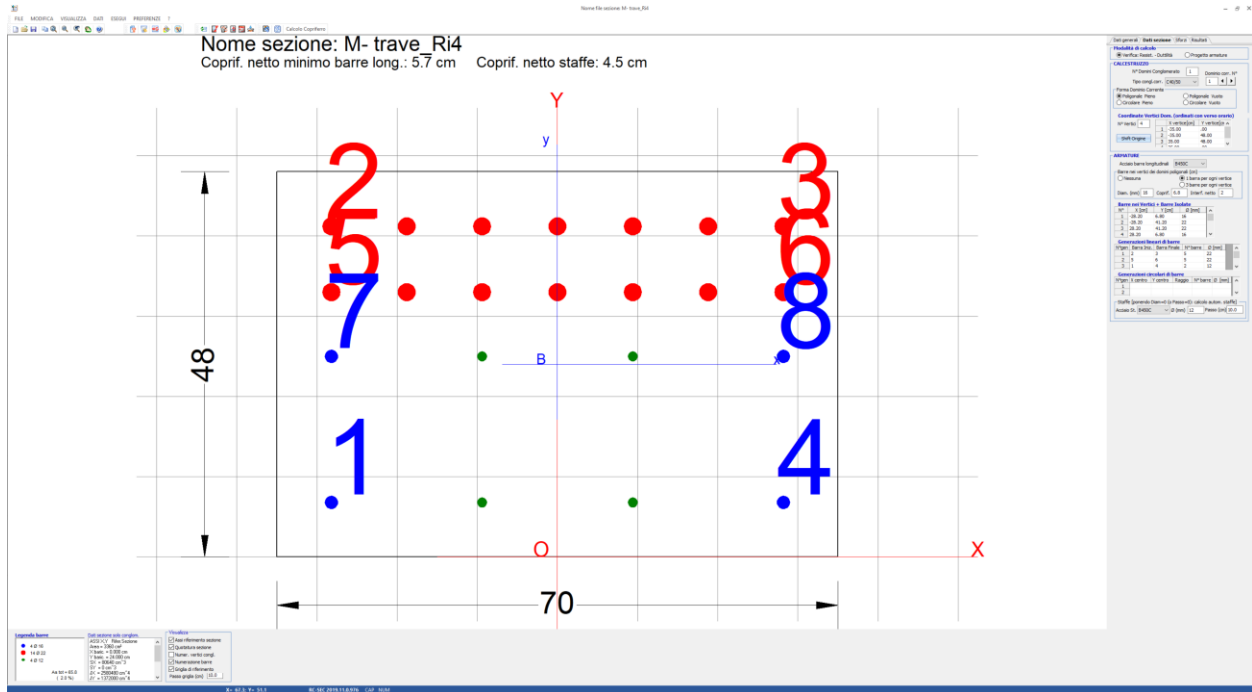
precompresso?

si

|                 |               |                 |   |
|-----------------|---------------|-----------------|---|
| $\sigma_{cp} =$ | <b>5</b>      | Mpa             | tensione media di compressione nel cls (positiva) |
| $\alpha =$      | <b>90</b>     | °               | 1.57 radianti                                     |
| $\theta =$      | <b>30</b>     | °               | 0.52 radianti                                     |
| $b_w =$         | 700           | mm              | larghezza minima della sezione                    |
| $d =$           | 430           | mm              | altezza utile                                     |
| $z =$           | 387           | mm              | braccio della coppia interna                      |
| $A_{sw} =$      | <b>226.08</b> | mm <sup>2</sup> | area sezione trasversale armatura a taglio        |
| $s =$           | <b>100</b>    | mm              | passo staffe                                      |
| $f_{ywd} =$     | 391.30        | Mpa             | tensione di progetto delle armature a taglio      |
| $\alpha_{cw} =$ | 1.2500        |                 |   |
| $v_1 =$         | 0.516         |                 |   |
| $f_{cd} =$      | 19.83         | Mpa             |   |
| $V_{Rd,s} =$    | 592.99        | kN              | resistenza lato acciaio                           |
| $V_{Rd,max} =$  | 1500.60       | kN              | resistenza lato calcestruzzo                      |
| 1.264           | ≤             | 6.39625         | verifica di duttilità per rottura lato acciaio    |



### 9.5.2.3 Verifiche sezione di incastro



Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.1 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

| N°Comb | Ver | N      | Mx      | My   | N Res  | Mx Res  | My Res | Mis.Sic. | As Tesa   |
|--------|-----|--------|---------|------|--------|---------|--------|----------|-----------|
| 1      | S   | 500.00 | -660.00 | 0.00 | 499.80 | -714.08 | 0.00   | 1.08     | 59.5(6.8) |

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

| N°Comb | ec max | x/d | Xc max | Yc max | es min | Xs min | Ys min | es max | Xs max | Ys max |
|--------|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
|--------|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|

1 0.00350 0.463 -35.0 0.0 0.00223 -29.0 7.0 -0.00405 -29.0 41.5

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

| N°Comb | a           | b            | c           | x/d   | C.Rid. |
|--------|-------------|--------------|-------------|-------|--------|
| 1      | 0.000000000 | -0.000182035 | 0.003500000 | 0.463 | 1.000  |

### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore  $L/d_{max}$  con  $L$ =lungh.legat.proiettata sulla direz. del taglio e  $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

| N°Comb | Ver | Ved    | Vcd     | Vwd    | Dmed | bw   | Ctg   | Acw   | Ast | A.Eff     |
|--------|-----|--------|---------|--------|------|------|-------|-------|-----|-----------|
| 1      | S   | 307.00 | 1101.65 | 836.42 | 42.0 | 70.0 | 2.500 | 1.066 | 8.3 | 22.6(0.0) |

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

| N°Comb | Ver | Sc max | Xc max | Yc max | Sf min | Xs min | Ys min | Ac eff. | As eff. |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1      | S   | 17.84  | -35.0  | 0.0    | -234.4 | 19.3   | 41.5   | 595     | 26.6    |

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
e1 Esito della verifica  
e2 Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata  
k1 Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff  
= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 =  $(e1 + e2)/(2*e1)$  [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali

$k_4$  = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 $\emptyset$  Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace  $A_{c\ eff}$  [eq.(7.11)EC2]  
 $C_f$  Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 $e_{sm} - e_{cm}$  Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 $s_r\ max$  Massima distanza tra le fessure [mm]  
 $w_k$  Apertura fessure in mm calcolata =  $s_r\ max * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 $M_x\ fess.$  Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 $M_y\ fess.$  Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

| Comb. | Ver | e1       | e2 | k2    | $\emptyset$ | $C_f$ | $e_{sm} - e_{cm}$ | $s_r\ max$ | $w_k$        | $M_x\ fess.$ | $M_y\ fess.$ |
|-------|-----|----------|----|-------|-------------|-------|-------------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| 1     | S   | -0.00157 | 0  | 0.841 | 22.0        | 54    | 0.00088 (0.00070) | 324        | 0.285 (0.30) | -140.60      | 0.00         |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

| N°Comb | Ver | $S_c\ max$ | $X_c\ max$ | $Y_c\ max$ | $S_f\ min$ | $X_s\ min$ | $Y_s\ min$ | $A_{c\ eff.}$ | $A_{s\ eff.}$ |
|--------|-----|------------|------------|------------|------------|------------|------------|---------------|---------------|
| 1      | S   | 11.71      | -35.0      | 0.0        | -132.9     | 29.0       | 41.5       | 560           | 26.6          |

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

| Comb. | Ver | e1       | e2 | k2    | $\emptyset$ | $C_f$ | $e_{sm} - e_{cm}$ | $s_r\ max$ | $w_k$        | $M_x\ fess.$ | $M_y\ fess.$ |
|-------|-----|----------|----|-------|-------------|-------|-------------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| 1     | S   | -0.00091 | 0  | 0.841 | 22.0        | 49    | 0.00048 (0.00040) | 299        | 0.143 (0.20) | -148.18      | 0.00         |

## 10 ALLEGATO A – COMBINAZIONI DI CARICO NEL DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE INTERNE

|           |          | G <sub>1pz</sub>  | G <sub>zz</sub> | G <sub>sz</sub> | G <sub>6z</sub> | G <sub>3,2</sub> | QC1                                      | QC2  | QV1C   | QV1L  | QV2C  | QV2L  | QV3C  | QV3C  | E1  | E2   | E3   | E4   |  |
|-----------|----------|---|-----------------|-----------------|-----------------|------------------|--|--|--|---|---|---|---|---|---|--|--|--|--|
|           |          | Pesì propri delle strutture<br>Ricoprimento sulla soletta di copertura<br>Sovraccarichi permanenti sul solaio di fondo<br>Sovraccarichi permanenti sugli orizzontamenti |                 |                 |                 |                  | Spinta delle terre con falda di progetto | Carico da traffico stradale variabile distribuito - centrale | Carico da traffico stradale variabile distribuito - laterale | Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 1° centrale | Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 1° laterale | Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 2° centrale | Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 2° laterale | Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 3° centrale | Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 3° laterale | Azioni sismiche sul terreno (verso positivo) | Azioni sismiche sul terreno (verso negativo) | Azioni sismiche sulle strutture interne (verso positivo) | Azioni sismiche sulle strutture interne (verso negativo) |
| <b>1</b>  | SLE_R1   | 1   | 1               | 1               | 1               | 1                | 1  | 1  | 1  | 1   | 1   | 1   | 1   | 1   |   |  |  |  |  |
|           | SLE_R2   | 1   | 1               | 1               | 1               | 1                |  | 1  |  | 1   |   | 1   |   | 1   |   |  |  |  |  |
|           | SLE_R3   | 1   | 1               | 1               | 1               |                  | 1  | 1  | 1  | 1   | 1   | 1   | 1   | 1   |   |  |  |  |  |
|           | SLE_R4   | 1   | 1               | 1               | 1               |                  |  | 1  |  | 1   |   | 1   |   | 1   |   |  |  |  |  |
|           | SLE_R5   | 1   |                 | 1               | 1               | 1                |  |  |  |   |   |   |   |   |   |  |  |  |  |
|           | SLE_R6   | 1   | 1               | 1               | 1               |                  |  | 1  |  | 1   |   | 1   |   | 1   |   |  |  |  |  |
|           | SLE_F1   | 1   | 1               | 1               | 1               | 1                | 0,75                                     | 0,75   | 0,9  | 0,9   | 0,9   | 0,9   | 0,9   | 0,9   | 0,9   |  |  |  |  |
|           | SLE_F2   | 1   | 1               | 1               | 1               | 1                |  | 0,75   |  | 0,9   |   | 0,9   |   | 0,9   |   |  |  |  |  |
|           | SLE_F3   | 1   | 1               | 1               | 1               |                  | 0,75                                     | 0,75   | 0,9  | 0,9   | 0,9   | 0,9   | 0,9   | 0,9   |   |  |  |  |  |
|           | SLE_F4   | 1   | 1               | 1               | 1               |                  |  | 0,75   |  | 0,9   |   | 0,9   |   | 0,9   |   |  |  |  |  |
|           | SLE_F5   | 1   |                 | 1               | 1               | 1                |  |  |  |   |   |   |   |   |   |  |  |  |  |
|           | SLE_F6   | 1   | 1               | 1               | 1               |                  |  | 0,75   |  | 0,9   |   | 0,9   |   | 0,9   |   |  |  |  |  |
|           | SLE_QP1  | 1   | 1               | 1               | 1               | 1                | 0,2                                      | 0,2  | 0,8  | 0,8   | 0,8   | 0,8   | 0,8   | 0,8   | 0,8   |  |  |  |  |
|           | SLE_QP2  | 1   | 1               | 1               | 1               | 1                |  | 0,2  |  | 0,8   |   | 0,8   |   | 0,8   |   |  |  |  |  |
|           | SLE_QP3  | 1   | 1               | 1               | 1               |                  | 0,2                                      | 0,2  | 0,8  | 0,8   | 0,8   | 0,8   | 0,8   | 0,8   |   |  |  |  |  |
|           | SLE_QP4  | 1   | 1               | 1               | 1               |                  |  | 0,2  |  | 0,8   |   | 0,8   |   | 0,8   |   |  |  |  |  |
|           | SLE_QP5  | 1   |                 | 1               | 1               | 1                |  |  |  |   |   |   |   |   |   |  |  |  |  |
|           | SLE_QP6  | 1   | 1               | 1               | 1               |                  |  | 0,2  |  | 0,8   |   | 0,8   |   | 0,8   |   |  |  |  |  |
| <b>2A</b> | SLU_STR1 | 1,3   | 1,5             | 1,3             | 1,3             | 1,3              | 1,35                                     | 1,35   | 1,5  | 1,5   | 1,5   | 1,5   | 1,5   | 1,5   |   |  |  |  |  |
|           | SLU_STR2 | 1,3   | 1,5             | 1,3             | 1,3             | 1,3              |  | 1,35   |  | 1,5   |   | 1,5   |   | 1,5   |   |  |  |  |  |
|           | SLU_STR3 | 1,3   | 1,5             | 1,3             | 1,3             |                  | 1,35                                     | 1,35   | 1,5  | 1,5   | 1,5   | 1,5   | 1,5   | 1,5   |   |  |  |  |  |
|           | SLU_STR4 | 1,3   | 1,5             | 1,3             | 1,3             |                  |  | 1,35   |  | 1,5   |   | 1,5   |   | 1,5   |   |  |  |  |  |
|           | SLU_STR5 | 1,3   |                 | 1,5             | 1,3             | 1,3              |  |  |  |   |   |   |   |   |   |  |  |  |  |
|           | SLU_STR6 | 1,3   | 1,5             | 1,3             | 1,3             |                  |  | 1,35   |  | 1,5   |   | 1,5   |   | 1,5   |   |  |  |  |  |
| <b>3</b>  | SLU_SIS1 | 1   | 1               | 1               | 1               |                  | 0,2                                      | 0,2  | 0,8  | 0,8   | 0,8   | 0,8   | 0,8   | 0,8   | 1   |  | 1  |  |  |
|           | SLU_SIS2 | 1   | 1               | 1               | 1               |                  |  | 0,2  |  | 0,8   |   | 0,8   |   | 0,8   |   | -1   |  | -1   |  |
|           | SLU_SIS1 | 1   | 1               | 1               | 1               |                  | 0,2                                      | 0,2  | 0,8  | 0,8   | 0,8   | 0,8   | 0,8   | 0,8   | 1   |  | 1  |  |  |
|           | SLU_SIS2 | 1   | 1               | 1               | 1               |                  |  | 0,2  |  | 0,8   |   | 0,8   |   | 0,8   |   | -1   |  | -1   |  |

## 11 ALLEGATO B – COMBINAZIONI DI CARICO NEL DIMENSIONAMENTO DEL PONTE VIA RIMESSE

Di seguito si riporta l'elenco delle condizioni di carico elementari (CdC) e le relative combinazioni di carico (COMB) considerate nelle analisi, definite in accordo al D.M. 17-01-2018.

| TABLE: Combination Definitions |            |            |                |                 |             |
|--------------------------------|------------|------------|----------------|-----------------|-------------|
| ComboName                      | ComboType  | AutoDesign | CaseType       | CaseName        | ScaleFactor |
| Text                           | Text       | Yes/No     | Text           | Text            | Unitless    |
| G1+G2+G3                       | Linear Add | No         | Linear Static  | G1_form         | 1           |
| G1+G2+G3                       |            |            | Linear Static  | G1_other        | 1           |
| G1+G2+G3                       |            |            | Linear Static  | G1_cls          | 1           |
| G1+G2+G3                       |            |            | Linear Static  | G2_curbs        | 1           |
| G1+G2+G3                       |            |            | Linear Static  | G2_finishing    | 1           |
| G1+G2+G3                       |            |            | Linear Static  | G3_static       | 1           |
| e1                             | Range Add  | No         | Linear Static  | e1_spalla_S1+S2 | 1           |
| e1                             |            |            | Linear Static  | e1_spalla_S1    | 1           |
| e1                             |            |            | Linear Static  | e1_spalla_S2    | 1           |
| e2_SLU                         | Linear Add | No         | Linear Static  | e2              | 1           |
| e2_SLS                         | Linear Add | No         | Linear Static  | e2              | 1           |
| e3                             | Range Add  | No         | Linear Static  | e3-             | 1           |
| e3                             |            |            | Linear Static  | e3+             | 1           |
| Q5_w                           | Range Add  | No         | Linear Static  | Q5_w_trasv      | 1           |
| STR_Mob_Max                    | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3        | 1.35        |
| STR_Mob_Max                    |            |            | Response Combo | e1              | 0.72        |
| STR_Mob_Max                    |            |            | Response Combo | e2_SLU          | 1.2         |
| STR_Mob_Max                    |            |            | Response Combo | e3              | 0.9         |
| STR_Mob_Max                    |            |            | Linear Static  | Q5_wt_trasv     | 0.9         |
| STR_Mob_Max                    |            |            | Moving Load    | LM1_Ch          | 1.35        |
| STR_Mob_Max                    |            |            | Linear Static  | G3_surch        | 1.5         |
| STR_Fren_Max                   | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3        | 1.35        |
| STR_Fren_Max                   |            |            | Response Combo | e1              | 0.72        |
| STR_Fren_Max                   |            |            | Response Combo | e2_SLU          | 1.2         |
| STR_Fren_Max                   |            |            | Response Combo | e3              | 0.9         |
| STR_Fren_Max                   |            |            | Linear Static  | Q5_wt_trasv     | 0.9         |
| STR_Fren_Max                   |            |            | Moving Load    | LM1_Fr+Q3       | 1.35        |
| STR_Fren_Max                   |            |            | Linear Static  | G3_surch        | 1.125       |
| STR_Term_Max                   | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3        | 1.35        |
| STR_Term_Max                   |            |            | Response Combo | e1              | 0.72        |
| STR_Term_Max                   |            |            | Response Combo | e2_SLU          | 1.2         |
| STR_Term_Max                   |            |            | Response Combo | e3              | 1.5         |
| STR_Term_Max                   |            |            | Linear Static  | Q5_wt_trasv     | 0.9         |
| STR_Term_Max                   |            |            | Moving Load    | LM1_Fr          | 1.35        |
| STR_Term_Max                   |            |            | Linear Static  | G3_surch        | 1.125       |
| STR_Ced_Max                    | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3        | 1.35        |
| STR_Ced_Max                    |            |            | Response Combo | e1              | 1.2         |
| STR_Ced_Max                    |            |            | Response Combo | e2_SLU          | 1.2         |
| STR_Ced_Max                    |            |            | Response Combo | e3              | 0.9         |
| STR_Ced_Max                    |            |            | Linear Static  | Q5_wt_trasv     | 0.9         |
| STR_Ced_Max                    |            |            | Moving Load    | LM1_Fr          | 1.35        |
| STR_Ced_Max                    |            |            | Linear Static  | G3_surch        | 1.125       |
| STR_WindMob_Max                | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3        | 1.35        |
| STR_WindMob_Max                |            |            | Response Combo | e1              | 0.72        |
| STR_WindMob_Max                |            |            | Response Combo | e2_SLU          | 1.2         |
| STR_WindMob_Max                |            |            | Response Combo | e3              | 0.9         |
| STR_WindMob_Max                |            |            | Linear Static  | Q5_wt_trasv     | 1.5         |
| STR_WindMob_Max                |            |            | Moving Load    | LM1_Fr          | 1.35        |
| STR_WindMob_Max                |            |            | Linear Static  | G3_surch        | 1.125       |
| STR_Wind_Max                   | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3        | 1.35        |
| STR_Wind_Max                   |            |            | Response Combo | e1              | 0.72        |
| STR_Wind_Max                   |            |            | Response Combo | e2_SLU          | 1.2         |
| STR_Wind_Max                   |            |            | Response Combo | e3              | 0.9         |
| STR_Wind_Max                   |            |            | Response Combo | Q5_w            | 1.5         |
| STR_Mob_Min                    | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3        | 1           |
| STR_Mob_Min                    |            |            | Response Combo | e1              | 0.72        |
| STR_Mob_Min                    |            |            | Response Combo | e2_SLU          | 1.2         |
| STR_Mob_Min                    |            |            | Response Combo | e3              | 0.9         |
| STR_Mob_Min                    |            |            | Linear Static  | Q5_wt_trasv     | 0.9         |
| STR_Mob_Min                    |            |            | Moving Load    | LM1_Ch          | 1.35        |
| STR_Mob_Min                    |            |            | Linear Static  | G3_static       | 0.35        |
| STR_Mob_Min                    |            |            | Linear Static  | G3_surch        | 1.5         |
| STR_Fren_Min                   | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3        | 1           |
| STR_Fren_Min                   |            |            | Response Combo | e1              | 0.72        |
| STR_Fren_Min                   |            |            | Response Combo | e2_SLU          | 1.2         |
| STR_Fren_Min                   |            |            | Response Combo | e3              | 0.9         |

| TABLE: Combination Definitions |            |            |                |             |             |
|--------------------------------|------------|------------|----------------|-------------|-------------|
| ComboName                      | ComboType  | AutoDesign | CaseType       | CaseName    | ScaleFactor |
| Text                           | Text       | Yes/No     | Text           | Text        | Unitless    |
| STR_Fren_Min                   |            |            | Linear Static  | Q5_wt_trasv | 0.9         |
| STR_Fren_Min                   |            |            | Moving Load    | LM1_Fr+Q3   | 1.35        |
| STR_Fren_Min                   |            |            | Linear Static  | G3_static   | 0.35        |
| STR_Fren_Min                   |            |            | Linear Static  | G3_surch    | 1.125       |
| STR_Term_Min                   | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3    | 1           |
| STR_Term_Min                   |            |            | Response Combo | e1          | 0.72        |
| STR_Term_Min                   |            |            | Response Combo | e2_SLU      | 1.2         |
| STR_Term_Min                   |            |            | Response Combo | e3          | 1.5         |
| STR_Term_Min                   |            |            | Linear Static  | Q5_wt_trasv | 0.9         |
| STR_Term_Min                   |            |            | Moving Load    | LM1_Fr      | 1.35        |
| STR_Term_Min                   |            |            | Linear Static  | G3_static   | 0.35        |
| STR_Term_Min                   |            |            | Linear Static  | G3_surch    | 1.125       |
| STR_Ced_Min                    | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3    | 1           |
| STR_Ced_Min                    |            |            | Response Combo | e1          | 1.2         |
| STR_Ced_Min                    |            |            | Response Combo | e2_SLU      | 1.2         |
| STR_Ced_Min                    |            |            | Response Combo | e3          | 0.9         |
| STR_Ced_Min                    |            |            | Linear Static  | Q5_wt_trasv | 0.9         |
| STR_Ced_Min                    |            |            | Moving Load    | LM1_Fr      | 1.35        |
| STR_Ced_Min                    |            |            | Linear Static  | G3_static   | 0.35        |
| STR_Ced_Min                    |            |            | Linear Static  | G3_surch    | 1.125       |
| STR_WindMob_Min                | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3    | 1           |
| STR_WindMob_Min                |            |            | Response Combo | e1          | 0.72        |
| STR_WindMob_Min                |            |            | Response Combo | e2_SLU      | 1.2         |
| STR_WindMob_Min                |            |            | Response Combo | e3          | 0.9         |
| STR_WindMob_Min                |            |            | Linear Static  | Q5_wt_trasv | 1.5         |
| STR_WindMob_Min                |            |            | Moving Load    | LM1_Fr      | 1.35        |
| STR_WindMob_Min                |            |            | Linear Static  | G3_static   | 0.35        |
| STR_WindMob_Min                |            |            | Linear Static  | G3_surch    | 1.125       |
| STR_Wind_Min                   | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3    | 1           |
| STR_Wind_Min                   |            |            | Response Combo | e1          | 0.72        |
| STR_Wind_Min                   |            |            | Response Combo | e2_SLU      | 1.2         |
| STR_Wind_Min                   |            |            | Response Combo | e3          | 0.9         |
| STR_Wind_Min                   |            |            | Response Combo | Q5_w        | 1.5         |
| STR_Wind_Min                   |            |            | Linear Static  | G3_static   | 0.35        |
| SLS_Mob                        | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3    | 1           |
| SLS_Mob                        |            |            | Response Combo | e1          | 0.6         |
| SLS_Mob                        |            |            | Response Combo | e2_SLS      | 1           |
| SLS_Mob                        |            |            | Response Combo | e3          | 0.6         |
| SLS_Mob                        |            |            | Linear Static  | Q5_wt_trasv | 0.6         |
| SLS_Mob                        |            |            | Moving Load    | LM1_Ch      | 1           |
| SLS_Mob                        |            |            | Linear Static  | G3_surch    | 1           |
| SLS_Fren                       | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3    | 1           |
| SLS_Fren                       |            |            | Response Combo | e1          | 0.6         |
| SLS_Fren                       |            |            | Response Combo | e2_SLS      | 1           |
| SLS_Fren                       |            |            | Response Combo | e3          | 0.6         |
| SLS_Fren                       |            |            | Linear Static  | Q5_wt_trasv | 0.6         |
| SLS_Fren                       |            |            | Moving Load    | LM1_Fr+Q3   | 1           |
| SLS_Fren                       |            |            | Linear Static  | G3_surch    | 0.75        |
| SLS_Term                       | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3    | 1           |
| SLS_Term                       |            |            | Response Combo | e1          | 0.6         |
| SLS_Term                       |            |            | Response Combo | e2_SLS      | 1           |
| SLS_Term                       |            |            | Response Combo | e3          | 1           |
| SLS_Term                       |            |            | Linear Static  | Q5_wt_trasv | 0.6         |
| SLS_Term                       |            |            | Moving Load    | LM1_Fr      | 1           |
| SLS_Term                       |            |            | Linear Static  | G3_surch    | 0.75        |
| SLS_Ced                        | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3    | 1           |
| SLS_Ced                        |            |            | Response Combo | e1          | 1           |
| SLS_Ced                        |            |            | Response Combo | e2_SLS      | 1           |
| SLS_Ced                        |            |            | Response Combo | e3          | 0.6         |
| SLS_Ced                        |            |            | Linear Static  | Q5_wt_trasv | 0.6         |
| SLS_Ced                        |            |            | Moving Load    | LM1_Fr      | 1           |
| SLS_Ced                        |            |            | Linear Static  | G3_surch    | 0.75        |
| SLS_WindMob                    | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3    | 1           |
| SLS_WindMob                    |            |            | Response Combo | e1          | 0.6         |
| SLS_WindMob                    |            |            | Response Combo | e2_SLS      | 1           |
| SLS_WindMob                    |            |            | Response Combo | e3          | 0.6         |
| SLS_WindMob                    |            |            | Linear Static  | Q5_wt_trasv | 1           |
| SLS_WindMob                    |            |            | Moving Load    | LM1_Fr      | 1           |
| SLS_WindMob                    |            |            | Linear Static  | G3_surch    | 0.75        |
| SLS_Wind                       | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3    | 1           |
| SLS_Wind                       |            |            | Response Combo | e1          | 0.6         |



| TABLE: Combination Definitions |            |            |                |                 |             |
|--------------------------------|------------|------------|----------------|-----------------|-------------|
| ComboName                      | ComboType  | AutoDesign | CaseType       | CaseName        | ScaleFactor |
| Text                           | Text       | Yes/No     | Text           | Text            | Unitless    |
| SLS_Wind                       |            |            | Response Combo | e2_SLS          | 1           |
| SLS_Wind                       |            |            | Response Combo | e3              | 0.6         |
| SLS_Wind                       |            |            | Response Combo | Q5_w            | 1           |
| FR_Mob                         | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3        | 1           |
| FR_Mob                         |            |            | Response Combo | e1              | 0.5         |
| FR_Mob                         |            |            | Response Combo | e2_SLS          | 1           |
| FR_Mob                         |            |            | Response Combo | e3              | 0.5         |
| FR_Mob                         |            |            | Moving Load    | LM1_Fr          | 1           |
| FR_Mob                         |            |            | Linear Static  | G3_surch        | 0.75        |
| FR_Term                        | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3        | 1           |
| FR_Term                        |            |            | Response Combo | e1              | 0.5         |
| FR_Term                        |            |            | Response Combo | e2_SLS          | 1           |
| FR_Term                        |            |            | Response Combo | e3              | 0.6         |
| FR_Ced                         | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3        | 1           |
| FR_Ced                         |            |            | Response Combo | e1              | 1           |
| FR_Ced                         |            |            | Response Combo | e2_SLS          | 1           |
| FR_Ced                         |            |            | Response Combo | e3              | 0.5         |
| FR_Wind                        | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3        | 1           |
| FR_Wind                        |            |            | Response Combo | e1              | 0.5         |
| FR_Wind                        |            |            | Response Combo | e2_SLS          | 1           |
| FR_Wind                        |            |            | Response Combo | e3              | 0.5         |
| FR_Wind                        |            |            | Response Combo | Q5_w            | 0.2         |
| QP                             | Linear Add | No         | Response Combo | G1+G2+G3        | 1           |
| QP                             |            |            | Response Combo | e1              | 0.5         |
| QP                             |            |            | Response Combo | e2_SLS          | 1           |
| QP                             |            |            | Response Combo | e3              | 0.5         |
| QK_1                           | Linear Add | No         | Response Combo | e1              | 0.5         |
| QK_1                           |            |            | Response Combo | e3              | 0.5         |
| QK_1                           |            |            | Response Combo | G1+G2+G3        | 1           |
| QK_1                           |            |            | Linear Static  | Qk_x            | 1           |
| QK_1                           |            |            | Linear Static  | G3_dinamic_x    | 1           |
| QK_1                           |            |            | Linear Static  | G3_dinamic_y    | 0.3         |
| QK_1                           |            |            | Linear Static  | Qk_y            | 0.3         |
| QK_2                           | Linear Add | No         | Response Combo | e1              | 0.5         |
| QK_2                           |            |            | Response Combo | e3              | 0.5         |
| QK_2                           |            |            | Response Combo | G1+G2+G3        | 1           |
| QK_2                           |            |            | Linear Static  | Qk_x            | 0.3         |
| QK_2                           |            |            | Linear Static  | G3_dinamic_x    | 0.3         |
| QK_2                           |            |            | Linear Static  | G3_dinamic_y    | 1           |
| QK_2                           |            |            | Linear Static  | Qk_y            | 1           |
| ENV_SLU                        | Envelope   | No         | Response Combo | STR_Ced_Max     | 1           |
| ENV_SLU                        |            |            | Response Combo | STR_Ced_Min     | 1           |
| ENV_SLU                        |            |            | Response Combo | STR_Fren_Max    | 1           |
| ENV_SLU                        |            |            | Response Combo | STR_Fren_Min    | 1           |
| ENV_SLU                        |            |            | Response Combo | STR_Mob_Max     | 1           |
| ENV_SLU                        |            |            | Response Combo | STR_Mob_Min     | 1           |
| ENV_SLU                        |            |            | Response Combo | STR_Term_Max    | 1           |
| ENV_SLU                        |            |            | Response Combo | STR_Term_Min    | 1           |
| ENV_SLU                        |            |            | Response Combo | STR_Wind_Max    | 1           |
| ENV_SLU                        |            |            | Response Combo | STR_Wind_Min    | 1           |
| ENV_SLU                        |            |            | Response Combo | STR_WindMob_Max | 1           |
| ENV_SLU                        |            |            | Response Combo | STR_WindMob_Min | 1           |
| ENV_CH                         | Envelope   | No         | Response Combo | SLS_Ced         | 1           |
| ENV_CH                         |            |            | Response Combo | SLS_Fren        | 1           |
| ENV_CH                         |            |            | Response Combo | SLS_Mob         | 1           |
| ENV_CH                         |            |            | Response Combo | SLS_Term        | 1           |
| ENV_CH                         |            |            | Response Combo | SLS_Wind        | 1           |
| ENV_CH                         |            |            | Response Combo | SLS_WindMob     | 1           |
| ENV_FR                         | Envelope   | No         | Response Combo | FR_Ced          | 1           |
| ENV_FR                         |            |            | Response Combo | FR_Mob          | 1           |
| ENV_FR                         |            |            | Response Combo | FR_Term         | 1           |
| ENV_FR                         |            |            | Response Combo | FR_Wind         | 1           |