

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO

TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE

Tombini idraulici scatolari

Relazione di calcolo muri ad U – Spessore 70 cm

SCALA:

| |
|---|
| - |
|---|

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

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N | R | 1 | J | 0 | 1 | D | 2 | 9 | C | L | I | N | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 8 | A |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|

| Rev. | Descrizione | Redatto | Data | Verificato | Data | Approvato | Data | Autorizzato | Data |
|------|----------------------|-----------|---------|------------|---------|-------------|---------|-------------|------|
| A | Emissione Definitiva | F. Serrau | 05-2020 | M.Monda | 05-2020 | T. Paoletti | 05-2020 | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |

File: NR1J01D29CLIN0000008A.DOC

n. Elab.: 279.1

INDICE

| | | |
|-------|--|-----------|
| 1 | PREMESSA | 4 |
| 2 | NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 6 |
| 3 | DOCUMENTI DI RIFERIMENTO | 7 |
| 4 | UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA..... | 8 |
| 5 | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | 9 |
| 5.1 | DATI GENERALI..... | 9 |
| 5.2 | CARATTERISTICHE TECNICHE..... | 9 |
| 6 | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA..... | 11 |
| 6.1 | CRITERI DI PROGETTAZIONE TIPOLOGICA | 11 |
| 7 | CRITERI PROGETTUALI | 12 |
| 7.1 | VITA NOMINALE | 12 |
| 7.2 | CLASSE D'USO | 12 |
| 7.3 | PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA | 13 |
| 7.4 | VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA..... | 13 |
| 8 | COMBINAZIONI DI CARICO | 19 |
| 9 | DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA | 23 |
| 9.1 | GEOMETRIA | 23 |
| 9.2 | MODELLO DI CALCOLO | 24 |
| 9.3 | VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE MOLLE | 25 |
| 9.4 | ANALISI DEI CARICHI | 26 |
| 9.4.1 | <i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati</i> | <i>26</i> |
| 9.4.2 | <i>Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente</i> | <i>27</i> |
| 9.4.3 | Azione Termica | 28 |
| 9.4.4 | <i>Azione sismica inerziale</i> | <i>28</i> |

| | | |
|-------|--|----|
| 9.5 | DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI | 30 |
| 9.6 | VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. | 38 |
| 9.6.1 | <i>Verifica soletta inferiore</i> | 39 |
| 9.6.2 | <i>Verifica piedritti</i> | 43 |
| 9.7 | TABELLA RIEPILOGATIVA INCIDENZA FERRI | 47 |
| 9.8 | VERIFICA DEI CEDIMENTI A LUNGO TERMINE | 48 |
| 9.9 | VERIFICA DEI CEDIMENTI A BREVE TERMINE..... | 49 |
| 9.10 | VERIFICA DI PORTANZA | 50 |

1 PREMESSA

Il progetto di raddoppio della tratta Cesano – Vigna di Valle, sulla linea ferroviaria Roma – Viterbo, costituisce la prima fase funzionale del più esteso intervento di raddoppio tra Cesano e Bracciano, previsto dal recente Accordo Quadro tra Regione Lazio e RFI del 22/02/2018.

Complessivamente il progetto prevede la realizzazione dei tombini riassunti schematicamente nella seguente tabella:

Tabella Tombini

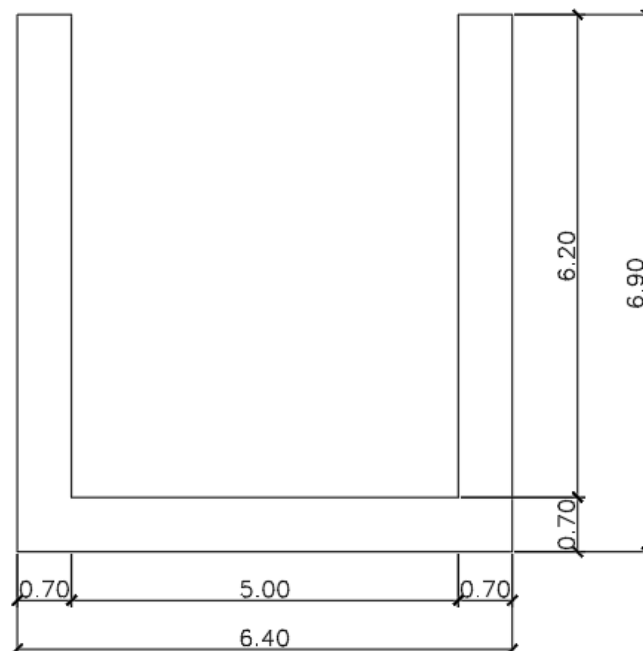
| Opera | Pk [km] | Esistente [m] | Sezioni [-] | | Dimensioni axbxc [m] | h_in | h_Ou | L canna [m] | imed | Quota PF [m] | Ricoprimento [m] | Svilupp |
|-------|---------|---------------|-------------|-------------|----------------------|---------|--------|-------------|-------|--------------|------------------|---------|
| IN01 | 28+441 | 0.9x1.30 | Scatolare | ferroviario | 2.00x1.50x0.4 | 154.07 | 153.90 | 16.500 | 0.005 | 157.19 | 1.205 | |
| IN03 | 29+265 | 1.00x2.00 | Scatolare | ferroviario | 2.00x2.00x0.5 | 154.53 | 154.45 | 16.500 | 0.003 | 158.33 | 1.340 | |
| IN04 | 29+553 | 0.8x0.5 | Circolare | ferroviario | DN1500 | 156.80 | 156.70 | 15.500 | 0.006 | 160.11 | 1.460 | |
| IN06B | - | STRADALE | Scatolare | stradali | 4.00x2.70x0.5 | 164.30 | 164.10 | 28.400 | | 167.71 | 0.310 | |
| IN07 | 30+870 | 1.02x0.7 | Scatolare | ferroviario | 2.50x1.20x0.4 | 163.85 | 163.75 | 15.500 | 0.005 | 166.57 | 1.170 | |
| IN09 | 31+620 | --- | Scatolare | ferroviario | 2.00x2.00x0.5 | 172.25 | 172.00 | 18.000 | 0.013 | 176.51 | 1.885 | |
| IN11 | 32+272 | 1.00x1.10 | Scatolare | ferroviario | 2.00x1.50x0.4 | 182.55 | 182.50 | 14.200 | 0.005 | 185.71 | 1.185 | |
| IN12 | 32+685 | 3.00x1.35 | Scatolare | ferroviario | 4.00x2.00x0.5 | 185.20 | 184.65 | 17.000 | 0.009 | 188.65 | 1.225 | |
| IN14 | 34+545 | 0.80x1.10 | Scatolare | ferroviario | 2.00x2.00x0.5 | 208.67 | 208.50 | 17.300 | 0.011 | 212.38 | 1.295 | |
| IN15 | 34+758 | STRADALE | Scatolare | stradali | 3.00x2.00x0.5 | 210.70 | 210.54 | 15.500 | 0.010 | 213.94 | 0.820 | |
| IN16 | 35+009 | 0.80x0.80 | Circolare | ferroviario | DN1500 | 215.68 | 215.50 | 18.000 | 0.010 | 219.48 | 1.990 | |
| IN17 | 35+507 | 2.00x1.60 | Scatolare | ferroviario | 2.00x2.00x0.5 | 223.18 | 223.05 | 18.000 | 0.007 | 226.96 | 1.345 | |
| IN18 | 35+780 | 1.00x1.93 | Scatolare | ferroviario | 2.00x1.50x0.4 | 226.33 | 226.28 | 18.000 | 0.006 | 229.41 | 1.105 | |
| IN19 | 36+016 | STRADALE | Scatolare | stradali | 2.00x2.00x0.5 | 223.84 | 223.70 | 12.000 | | 226.51 | 0.240 | |
| IN20 | 36+243 | 1.00x1.46 | Scatolare | ferroviario | 2.00x2.00x0.5 | 228.20 | 228.00 | 21.200 | 0.011 | 232.18 | 1.580 | |
| IN23 | 36+835 | --- | Scatolare | ferroviario | 3.00x4.00x0.5 | 233.53 | 233.32 | 18.400 | 0.012 | 240.65 | 2.725 | |
| IN24 | 37+054 | --- | Scatolare | ferroviario | 3.00x3.00x0.5 | 237.05 | 236.71 | 22.600 | 0.015 | 243.93 | 3.550 | |
| IN25 | 37+767 | --- | Scatolare | ferroviario | 3.00x3.00x0.5 | 241.95 | 241.55 | 44.900 | 0.009 | 252.27 | 7.020 | |
| NV06 | 39+015 | STRADALE | Scatolare | stradali | 1.60x1.00x0.4 | 245.100 | | | | 247.020 | 0.520 | |

Tabella 1: numerazione tombini idraulici

Per la realizzazione dei summenzionati tombini si rende necessaria la realizzazione di muri in uscita con sezione ad “U” secondo le caratteristiche geometriche riportate nella seguente tabella:

| Opera | Pk [km] | Sezioni [-] | Dimensioni axbxc [m] | h_in | h_Ou | (x sviluppati) | spessore paramento muro ad U | spessore soletta muro ad U | H max esterna (Per tipologie pari altezza totale tombino) |
|-------|---------|-------------|----------------------|--------|--------|----------------|------------------------------|----------------------------|---|
| IN01 | 28+441 | Scatolare | 2.00x1.50x0.4 | 154.07 | 153.90 | tipo | 0.3 | 0.3 | 2.3 |
| IN02 | 28+862 | Scatolare | 5.00x5.50x0.7 | 150.30 | 150.15 | x | 0.7 | 0.7 | 6.9 |
| IN03 | 29+265 | Scatolare | 2.00x2.00x0.5 | 154.53 | 154.45 | tipo | 0.3 | 0.3 | 3 |
| IN04 | 29+553 | Circolare | DN1500 | 156.80 | 156.70 | tipo | 0.3 | 0.3 | 2.46 |
| IN05 | 29+782 | Scatolare | 7.00x8.53 | 151.40 | 151.26 | x | 0.9 | 1 | 10.53 |
| IN06 | 30+708 | Scatolare | 7.00x2.50 | 162.30 | 162.09 | non modificato | - | - | - |
| IN07 | 30+870 | Scatolare | 2.50x1.20x0.4 | 163.85 | 163.75 | tipo | 0.3 | 0.3 | 2 |
| IN09 | 31+620 | Scatolare | 2.00x2.00x0.5 | 172.25 | 172.00 | tipo | 0.3 | 0.3 | 3 |
| IN11 | 32+272 | Scatolare | 2.00x1.50x0.4 | 182.55 | 182.50 | tipo | 0.3 | 0.3 | 2.3 |
| IN12 | 32+685 | Scatolare | 4.00x2.00x0.5 | 185.20 | 184.65 | tipo | 0.3 | 0.3 | 3 |
| IN13 | 33+934 | Scatolare | 6.00x6.80 | 194.20 | 194.10 | x | 0.9 | 1 | 8.8 |
| IN14 | 34+545 | Scatolare | 2.00x2.00x0.5 | 208.67 | 208.50 | tipo | 0.3 | 0.3 | 3 |
| IN15 | 34+758 | Scatolare | 3.00x2.00x0.5 | 209.25 | 209.00 | x | 0.3 | 0.3 | 2.8 |
| IN16 | 35+009 | Circolare | DN1500 | 215.68 | 215.50 | tipo | 0.3 | 0.3 | 2.46 |
| IN17 | 35+507 | Scatolare | 2.00x2.00x0.5 | 223.18 | 223.05 | tipo | 0.3 | 0.3 | 3 |
| IN18 | 35+780 | Scatolare | 2.00x1.50x0.4 | 226.33 | 226.28 | tipo | 0.3 | 0.3 | 2.3 |
| IN19 | 36+016 | Scatolare | 2.00x2.00x0.5 | 226.47 | 226.05 | x | 0.3 | 0.3 | 4 (2.8) |
| IN20 | 36+243 | Scatolare | 2.00x2.00x0.5 | 228.20 | 228.00 | tipo | 0.3 | 0.3 | 3 |
| IN21 | 36+436 | Scatolare | 3.00x3.00x0.5 | 229.55 | 229.40 | x | 0.5 | 0.3 | 4 (2.55) |
| IN22 | 36+614 | Scatolare | 3.00x3.00x0.5 | 231.55 | 231.37 | x | 0.3 | 0.3 | 4 (2.8) |
| IN23 | 36+835 | Scatolare | 3.00x4.00x0.5 | 233.53 | 233.32 | tipo | 0.3 | 0.3 | 5 |
| IN24 | 37+054 | Scatolare | 3.00x3.00x0.5 | 237.05 | 236.71 | tipo | 0.3 | 0.3 | 4 |
| IN25 | 37+767 | Scatolare | 3.00x3.00x0.5 | 241.95 | 241.55 | tipo | 0.3 | 0.3 | 4 |
| IN26 | 38+627 | Scatolare | 2.00x2.00x0.5 | 245.00 | 244.60 | x | 0.3 | 0.3 | 1.8 |
| IN27 | 38+705 | Scatolare | 2.00x2.00x0.5 | 245.00 | 244.50 | x | 0.3 | 0.3 | 3.9 (2.26) |
| IN28 | 39+015 | Scatolare | 2.00x2.00x0.5 | 245.10 | 244.95 | x | 0.3 | 0.3 | 5 (2.4) |

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche di una tipologia di sezione ad “U”.



2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- ✓ Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni»
- ✓ Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»
- ✓ Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2. Ponti e strutture, e relativi allegati (A, B, C)
- ✓ Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 001 B – Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 3. Corpo stradale, e relativi allegati (A, B, C, D, E)
- ✓ Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni»
- ✓ Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- ✓ Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea
- ✓ UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici.
- ✓ UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti.
- ✓ UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- ✓ DECRETO 31 luglio 2012 Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Vengono presi a riferimento tutti gli elaborati grafici progettuali di pertinenza.

| TOMBINI IDRAULICI | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|-------|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tipologico tombino circolare ferroviario | Varie | N | R | 1 | J | 0 | 1 | D | 2 | 9 | B | Z | I | D | 0 | 0 | 0 | 2 | 0 | 0 | 7 |
| Tipologico tombino scatolare ferroviario | Varie | N | R | 1 | J | 0 | 1 | D | 2 | 9 | B | Z | I | D | 0 | 0 | 0 | 2 | 0 | 0 | 8 |
| Tipologico tombino circolare stradale | Varie | N | R | 1 | J | 0 | 1 | D | 2 | 9 | B | Z | I | D | 0 | 0 | 0 | 2 | 0 | 0 | 9 |
| Tombini ferroviari - Fasi costruttive 1/2 - Tombini con ricoprimento < 2.5m | Varie | N | R | 1 | J | 0 | 1 | D | 2 | 9 | B | Z | I | N | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 |
| Relazione di calcolo tombino circolare ferroviario | - | N | R | 1 | J | 0 | 1 | D | 2 | 9 | C | L | I | N | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 |
| Relazione di calcolo tombino scatolare ferroviario - Opere definitive | - | N | R | 1 | J | 0 | 1 | D | 2 | 9 | C | L | I | N | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4 |

4 UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

unità di misura principali

| | | |
|-----------|--------------------|--------------------|
| N | (Newton) | unità di forza |
| m | (metro) | unità di lunghezza |
| kg | (kilogrammo-massa) | unità di massa |
| s | (secondo) | unità di tempo |

unità di misura derivate

| | | |
|------------------------|----------------------------|-------------------------|
| kN | (kiloNewton) | 10^3 N |
| MN | (megaNewton) | 10^6 N |
| kgf | (kilogrammo-forza) | 1 kgf = 9.81 N |
| cm | (centimetro) | 10^{-2} m |
| mm | (millimetro) | 10^{-3} m |
| Pa | (Pascal) | 1 N/m ² |
| kPa | (kiloPascal) | 10^3 N/m ² |
| MPa | (megaPascal) | 10^6 N/m ² |
| N/m³ | (peso specifico) | |
| g | (accelerazione di gravità) | ~9.81 m/s ² |

corrispondenze notevoli

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ MPa} \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1 \text{ kN/m}^3 \sim 100 \text{ kgf/m}^3$$

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

| | | | |
|------------|-----------|---------------------------|-----------------------|
| γ | (gamma) | peso dell'unità di volume | (kN/m ³) |
| σ | (sigma) | tensione normale | (N/mm ²) |
| τ | (tau) | tensione tangenziale | (N/mm ²) |
| ϵ | (epsilon) | deformazione | (m/m - adimensionale) |
| φ | (fi) | angolo di resistenza | (° sessagesimali) |

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Dati generali

L'opera è in calcestruzzo cementizio armato.

Le caratteristiche dei materiali previsti dal progetto sono le seguenti:

- Calcestruzzo
Si prevede solo l'impiego di calcestruzzo gettato in opera.
- Armature lente in barre
Si utilizza acciaio tipo B450C.

5.2 Caratteristiche tecniche

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 17 gennaio 2018. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi del D.M. citato.

CALCESTRUZZO STRUTTURE C30/37

| | | | |
|--------------------|-------|------------|---|
| $R_{ck} =$ | 37 | Mpa | Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica del calcestruzzo a 28 gg |
| $f_{ck} =$ | 30 | Mpa | Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo a 28 gg |
| $f_{cm} =$ | 38 | Mpa | Valore medio della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo |
| $f_{ctm} =$ | 2.9 | Mpa | Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo |
| $f_{ctm} =$ | 3.48 | | Valore medio della resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo |
| $f_{ctk,0,05} =$ | 2.0 | Mpa | Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo (frattile del 5%) |
| $f_{ctk,0,95} =$ | 3.8 | Mpa | Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo (frattile del 95%) |
| $E_{cm,t0} =$ | 33000 | Mpa | Modulo di elasticità secante del calcestruzzo |
| $E_{cm,t\infty} =$ | | Mpa | Modulo di elasticità secante del calcestruzzo atempo infinito |
| $\epsilon_{c1} =$ | 2.2 | % | Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco |
| $\epsilon_{cu1} =$ | 3.5 | % | Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo |
| $\epsilon_{c2} =$ | 2.0 | % | Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco |
| $\epsilon_{cu2} =$ | 3.5 | % | Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo |
| $n =$ | 2.00 | | |
| $\epsilon_{c3} =$ | 1.8 | % | Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco |
| $\epsilon_{cu3} =$ | 3.5 | % | Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo |

Classe di esposizione XA1

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 10 di 57 |

Acciaio per ca

| | | | |
|--------------------|---------------|------------|---|
| TIPO | B450 C | Mpa | Tipo di acciaio |
| $f_{yk} =$ | 450 | Mpa | Tensione Caratteristica di Snervamento |
| $f_{tk} =$ | 540 | Mpa | Tensione Caratteristica di Rottura |
| Verifiche agli SLU | | | |
| $\gamma_s =$ | 1.15 | | Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio |
| $f_{yd} =$ | 391.30 | Mpa | Resistenza di calcolo a Trazione dell'Acciaio |
| Verifiche agli SLE | | | |
| $\sigma_s =$ | 360 | Mpa | Massima tensione nel l'acciaio in Esercizio |

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 Criteri di progettazione tipologica

In accordo alla modellazione geotecnica effettuata lungo la tratta ferroviaria oggetto di studio, il terreno di fondazione su cui poggiano i tombini è classificabile come:

- Limo sabbioso debolmente argilloso (modelli geotecnici 1, 4 e 7);
- Depositi vulcanici debolmente addensato con inclusi litici eterogenei (modello geotecnico 2);
- limo sabbioso (modelli geotecnici 3 e 9);
- Sabbia limosa/limo sabbioso (modelli geotecnici 5 e 6);
- Limo argilloso mediamente addensato con sabbia (modello geotecnico 8).

Le unità geotecniche succitate presentano parametri molto simili per cui, nei calcoli strutturali e geotecnici, sarà possibile far riferimento ad una singola unità di terreno contraddistinta dai valori più sfavorevoli dei parametri geotecnici.

Nella seguente tabella sono riportati i parametri di tale unità e del ricoprimento (rilevato ferroviario):

| Strato | Descrizione | Peso di volume γ [kN/m ³] | Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°) | C' (kPa) | Cu (kPa) | Modulo elastico Eop (MPa) | Modulo Eu (MPa) |
|--------|----------------------------|--|--|----------|----------|---------------------------|-----------------|
| 1 | Ricoprimento | 20.00 | 38.00 | 0.00 | 0.00 | - | - |
| 2 | Fondazione - Limo sabbioso | 16.00 | 26.00 | 0.00 | 50.00 | 15.00 | 45.00 |

7 CRITERI PROGETTUALI

7.1 Vita Nominale

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I.

| TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾ | Vita Nominale V_N [Anni] ⁽²⁾ |
|--|--|
| OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h) | 50 |
| ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h | 75 |
| ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h | 100 |
| OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m | ≥ 100 ⁽²⁾ |
| (1) – La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprighiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere. | |
| (2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE. | |

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

- 2) Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari, per cui si considera vita nominale **75 anni**.

7.2 Classe d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso:

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Il coefficiente d'uso è pari a: **1.00.**

7.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U . Pertanto:

$$V_R = 75 \times 1.0 = \mathbf{75 \text{ anni}}$$

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

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

Il periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R = 712$

7.4 Valutazione dell'azione sismica

Le opere in oggetto sono progettate per una vita nominale $V_N = \mathbf{75 \text{ anni}}$ ed una classe d'uso II a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = \mathbf{1.0}$.

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 712 anni.

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

$a_g \rightarrow$ accelerazione massima al sito;

$F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^* \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

| | | | | | | |
|---|--|-------------------------|-----------------------|--------------------------------|------------------|---------------------------|
|  | RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO | | | | | |
| <i>Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm</i> | COMMESSA NR1J | LOTTO 01 D 29 | CODIFICA CL | DOCUMENTO IN0000 008 | REV. A | FOGLIO 14 di 57 |

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

Il tracciato oggetto di studio ha una lunghezza di circa 12 km. Dal punto di vista della caratterizzazione sismica è stato suddiviso in due tratte:

- Tratto 1: dalla pk 27 +769 alla pk 34+500
- Tratto 2: dalla pk 34+500 alla pk 39+497

All'interno dei tratti sono state individuate tre categorie di sottosuolo:

- Categoria di sottosuolo B a cui corrisponde un valore di S_s pari a 1.20
- Categoria di sottosuolo C a cui corrisponde un valore di S_s pari a 1.50
- Categoria di sottosuolo E a cui corrisponde un valore di S_s pari a 1.60

Per tutti i tipi tombino, a favore di sicurezza si decide di considerare la categoria di sottosuolo la quella E.

In accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica Generale che specifica la caratterizzazione sismica di tutta la linea, il valore dell'accelerazione a_g risulta essere molto simile lungo tutta la tratta per cui, a vantaggio di sicurezza si sceglie di considerare nei modelli di calcolo il valore maggiore valutato in corrispondenza del comune di Anguillara Sabazia. E che risulta essere pari a:

$$a_g=0.074 \text{ g}$$

Per la categoria di sottosuolo la categoria E a cui è associato un valore di S_s pari a 1.60.

Utilizzando il foglio di calcolo del ministero si riporta di seguito la procedura per la valutazione dei parametri sismici che come precedentemente spiegato verrà considerata in corrispondenza del comune di Anguillara Sabazia per una categoria di sottosuolo E.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATTITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche


Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Variabilità dei parametri ▶▶▶

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri ▶▶▶

Reticolo di riferimento



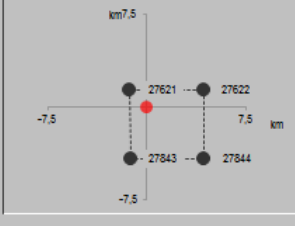
Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 1: Fase 1, individuazione della pericolosità del sito

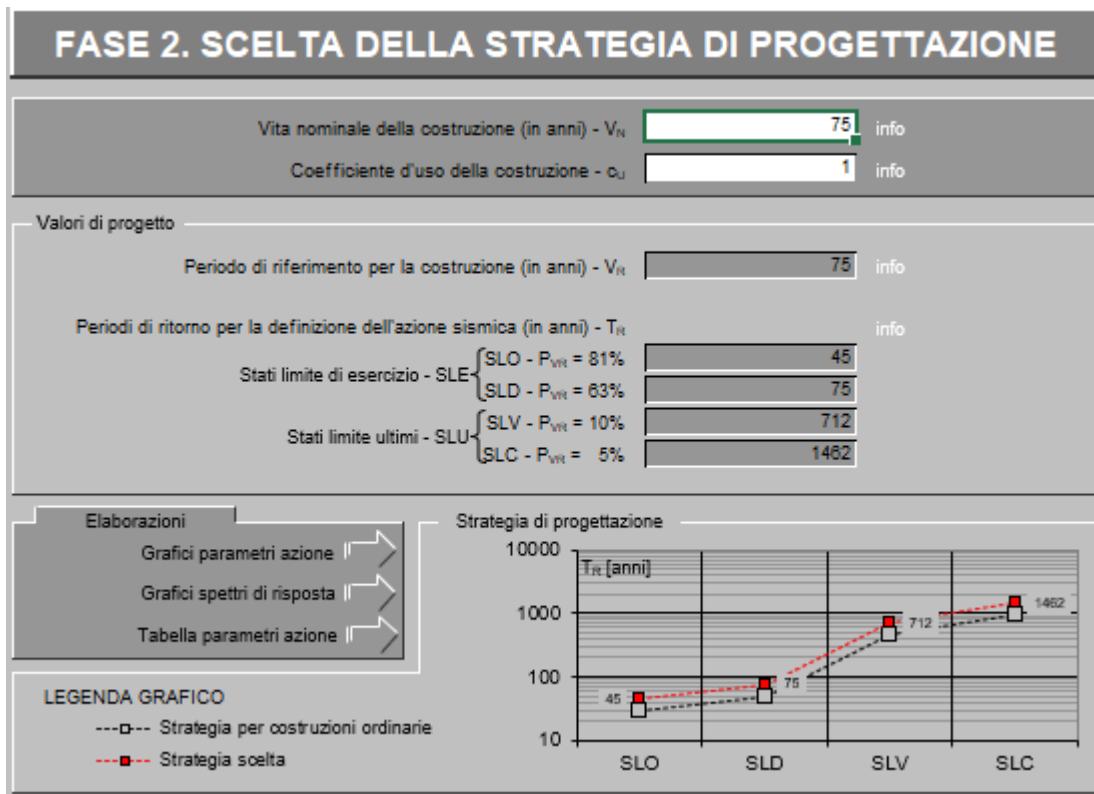


Figura 2: Fase 2, scelta della strategia di progettazione

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_C^* [s] |
|--------------|--------------|-----------|-----------|-------------|
| SLO | 45 | 0,038 | 2,654 | 0,252 |
| SLD | 75 | 0,044 | 2,669 | 0,276 |
| SLV | 712 | 0,074 | 2,941 | 0,351 |
| SLC | 1462 | 0,086 | 3,020 | 0,384 |

Figura 3: Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LV

Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|--------------|---------|
| a_g | 0,074 g |
| F_0 | 2,941 |
| T_C | 0,351 s |
| S_s | 1,800 |
| C_C | 1,747 |
| S_T | 1,000 |
| q | 1,000 |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|---------|
| S | 1,800 |
| η | 1,000 |
| T_B | 0,205 s |
| T_C | 0,814 s |
| T_D | 1,898 s |

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

| T [s] | S_e [g] |
|-------|-----------|
| 0,000 | 0,119 |
| 0,205 | 0,350 |
| 0,814 | 0,350 |
| 0,875 | 0,319 |
| 0,738 | 0,292 |
| 0,797 | 0,270 |
| 0,859 | 0,250 |
| 0,920 | 0,234 |
| 0,981 | 0,219 |
| 1,042 | 0,206 |
| 1,103 | 0,195 |
| 1,164 | 0,185 |
| 1,225 | 0,178 |
| 1,286 | 0,167 |
| 1,348 | 0,160 |
| 1,409 | 0,153 |
| 1,470 | 0,146 |
| 1,531 | 0,140 |
| 1,592 | 0,135 |
| 1,653 | 0,130 |
| 1,714 | 0,125 |
| 1,775 | 0,121 |
| 1,837 | 0,117 |
| 1,898 | 0,113 |
| 1,998 | 0,102 |
| 2,098 | 0,093 |
| 2,198 | 0,084 |
| 2,298 | 0,077 |
| 2,398 | 0,071 |
| 2,498 | 0,065 |
| 2,599 | 0,060 |
| 2,699 | 0,056 |
| 2,799 | 0,052 |
| 2,899 | 0,049 |
| 2,999 | 0,045 |
| 3,099 | 0,042 |
| 3,199 | 0,040 |
| 3,299 | 0,037 |
| 3,399 | 0,035 |
| 3,499 | 0,033 |
| 3,600 | 0,031 |
| 3,700 | 0,030 |
| 3,800 | 0,028 |
| 3,900 | 0,027 |
| 4,000 | 0,026 |

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

Figura 4: Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera

utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Si assume un fattore di struttura $q=1$.

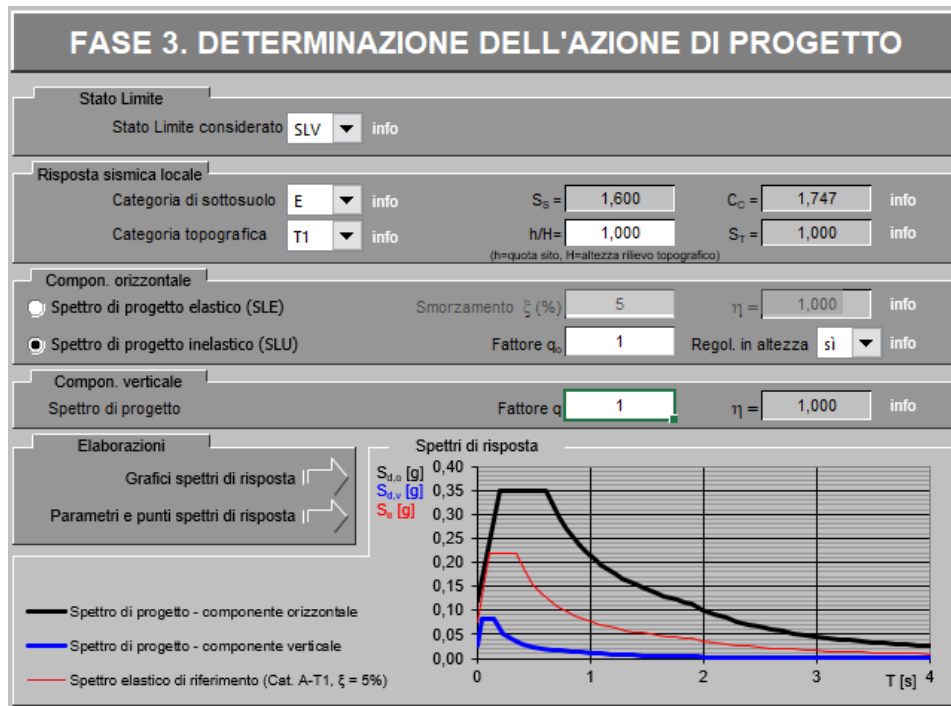


Figura 5: Determinazione dell'azione di progetto

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovraspinta sismica è calcolata con la teoria di **Wood**, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull'intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad $H/2$.

$$\Delta P_d = a_{\max} (\%g) \gamma H^2$$

Nelle analisi sismiche si assume il convoglio di progetto relativo ai carri con assi da 250 kN ed interasse costante ripartito al livello dell'asse della soletta superiore e incrementato del coefficiente di adattamento e del coefficiente dinamico.

Non si considerano associate al convoglio azioni di frenatura in quanto l'azione sismica è in direzione ortogonale alla canna del sottopasso. Si considera quindi il carico **LM71** con un **coefficiente di partecipazione 0.20**.

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR (Approccio 1 – Combinazione 1) per le verifiche strutturali ed A1 GEO (Approccio 1 – Combinazione 2) per le verifiche geotecniche.

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 17/01/2018)

| | | Coefficiente | EQU ⁽¹⁾ | A1 STR | A2 GEO | Combinazione eccezionale | Combinazione Sismica |
|---|-------------|---------------|---------------------|---------------------|--------|--------------------------|----------------------|
| Carichi permanenti | favorevoli | γ_{G1} | 0,90 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,10 | 1,35 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾ | favorevoli | γ_{G2} | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 | 1,00 | 1,00 |
| Ballast ⁽³⁾ | favorevoli | γ_B | 0,90 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 | 1,00 | 1,00 |
| Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾ | favorevoli | γ_Q | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,45 | 1,45 | 1,25 | 0,20 ⁽⁵⁾ | 0,20 ⁽⁵⁾ |
| Carichi variabili | favorevoli | γ_{Qi} | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 | 1,00 | 0,00 |
| Precompressione | favorevole | γ_P | 0,90 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevole | | 1,00 ⁽⁶⁾ | 1,00 ⁽⁷⁾ | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

(3) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

(4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.

(6) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(7) 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (da DM 17/01/2018)

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

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Tabella 1 – Riepilogo condizioni di carico

| Tipo Carico | Abbreviazione |
|-----------------------------------|---------------|
| Peso proprio | DEAD |
| Carichi permanenti | PERM |
| Falda | FALDA |
| Spinta terreno sinistra | STS |
| Spinta terreno destra | STD |
| Carico Ferroviario Centrato | TRM |
| Carico Ferroviario Laterale | TRV |
| Sovraccarico accidentale sinistra | SAS |
| Sovraccarico accidentale destra | SAD |
| Traffico Stradale | TRAF |
| Ritiro | RIT |
| Variazione termica | ΔT |
| Avviamento e frenatura | AVV |
| Azione sismica orizzontale | E_H |
| Azione sismica verticale | E_V |

Si riportano di seguito le combinazioni di carico ritenute più significative con i coefficienti di combinazione $\gamma \cdot \psi$. Essendo la struttura simmetrica, si adottano tipologie di combinazione asimmetriche in modo da massimizzare le sollecitazioni. Il dimensionamento delle armature e le verifiche strutturali verranno poi eseguite tenendo conto della simmetria e verificando le condizioni peggiori per ogni lato della struttura.

Tabella 2 - Combinazioni di carico

| COMB | DEAD | STS | STD | RIT | ΔT | PERM | FALDA | TRM | TRV | SAS | SAD | TRAF | AVV | E_H | E_V |
|---------------|------|------|------|------|------------|------|-------|------|-----|------|------|------|------|-------|-------|
| n° 1 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.20 | 1.50 | 1.50 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| n° 2 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.00 | 1.20 | 1.50 | 1.50 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| n° 3 SLU-STR | 1.35 | 1.00 | 1.35 | 1.20 | 1.50 | 1.50 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| n° 04 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.20 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| n° 05 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.00 | 1.20 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| n° 06 SLU-STR | 1.35 | 1.00 | 1.35 | 1.20 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| n° 07 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | 1.45 | - | 1.45 | 1.45 | - | 1.45 | - | - |

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| | | | | | |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| NR1J | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 22 di 57 |

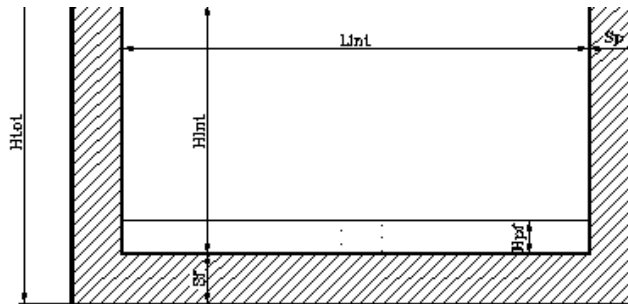
| COMB | DEAD | STS | STD | RIT | ΔT | PERM | FALDA | TRM | TRV | SAS | SAD | TRAF | AVV | E _H | E _V |
|---------------------|------|------|------|------|------------|------|-------|------|------|------|------|------|------|----------------|----------------|
| n° 08 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.00 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | 1.45 | - | 1.45 | 1.45 | | 1.45 | | |
| n° 09 SLU-STR | 1.35 | 1.00 | 1.35 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | 1.45 | - | 1.45 | 1.45 | | 1.45 | | |
| n° 10 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | - | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.01 | 1.45 | - | - |
| n° 11 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.00 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | - | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.01 | 1.45 | | |
| n° 12 SLU-STR | 1.35 | 1.00 | 1.35 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | - | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.01 | 1.45 | | |
| n° 13 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | 1.45 | - | 1.45 | - | 1.01 | 1.45 | - | - |
| n° 14 SLU-STR | 1.35 | 1.35 | 1.00 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | 1.45 | - | 1.45 | - | 1.01 | 1.45 | - | - |
| n° 15 SLU-STR | 1.35 | 1.00 | 1.35 | 1.20 | 0.90 | 1.50 | 1.35 | 1.45 | - | 1.45 | - | 1.01 | 1.45 | - | - |
| n° 16 SLU - SISMICA | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | - | 0.20 | - | - | 0.20 | 1.00 | 0.30 |
| n° 17 SLU - SISMICA | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | - | 0.20 | - | - | 0.20 | 1.00 | -0.30 |
| n° 18 SLU - SISMICA | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | - | 0.20 | - | 0.20 | - | - | 0.20 | 1.00 | 0.30 |
| n° 19 SLU - SISMICA | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | - | 0.20 | - | 0.20 | - | - | 0.20 | 1.00 | -0.30 |
| GEO | 1.00 | 1.30 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.30 | 1.00 | 1.25 | - | 1.25 | - | - | 1.25 | - | - |
| GEO - SISMICA | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | | 0.20 | | | 0.20 | 1.00 | 0.30 |
| SLE - Q.P. | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | - | 0.00 | - | - | 0.00 | - | - |
| SLE - Frequente | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | - | 0.80 | - | - | 0.80 | - | - |
| SLE - Rara | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | - | 1.00 | - | - | 1.00 | - | - |

9 DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di $L_{int} = 5.00$ m ed un'altezza netta di $H_{int} = 6.20$ m; lo spessore della platea di fondazione è di $S_f = 0.70$ m, lo spessore dei piedritti è di $S_p = 0.70$ m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia avente lunghezza di 1.00 m.

9.1 Geometria



| DATI GEOMETRICI | | | |
|-------------------------------|---------------|--------|------|
| Grandezza | Simbolo | Valore | U.M. |
| larghezza totale scatolare | L_{tot} | 6.40 | m |
| larghezza utile scatolare | L_{int} | 5.00 | m |
| larghezza interasse | L_a | 5.70 | m |
| spessore soletta superiore | S_s | 0.00 | m |
| spessore piedritti | S_p | 0.70 | m |
| spessore fondazione | S_f | 0.70 | m |
| altezza totale scatolare | H_{tot} | 6.90 | m |
| altezza libera scatolare | H_{int} | 6.20 | m |
| spessore ballast | $H_{p_{sup}}$ | 0.00 | m |
| ricoprimento | $H_{R_{sup}}$ | 0.00 | m |
| spessore pacchetto interno | $H_{p_{inf}}$ | 0.00 | m |
| spessore ricoprimento interno | $H_{R_{inf}}$ | 0.50 | m |

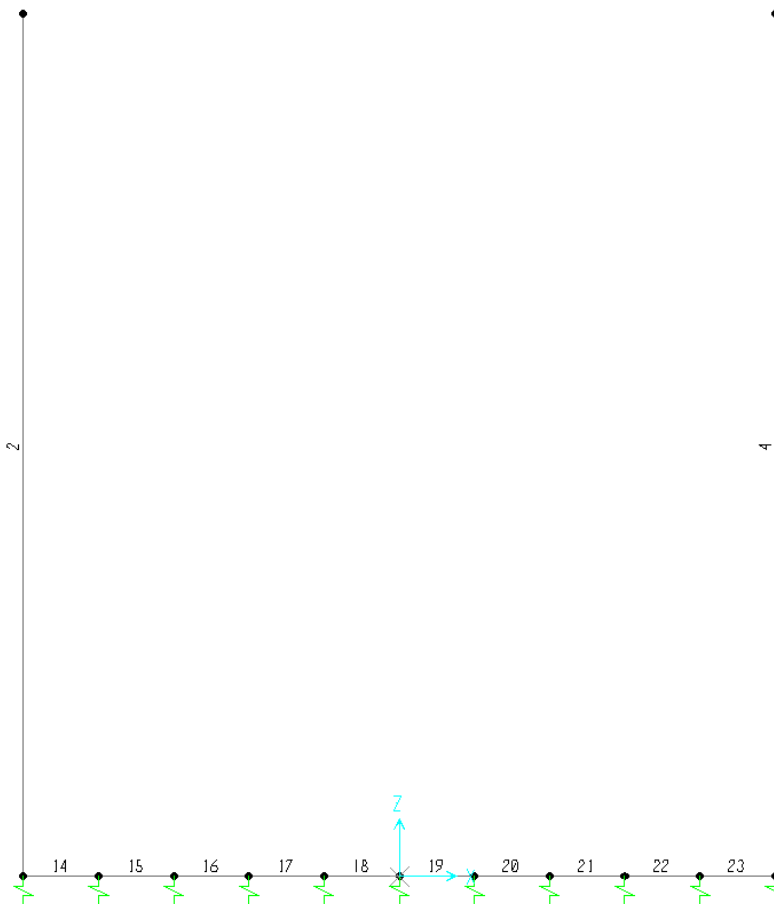
9.2 Modello di calcolo

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello del telaio chiuso su letto di molle alla Winkler.

Il modello considerato per l'analisi è quello di un telaio aperto di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni da traffico di norma e quelle permanenti. In corrispondenza dei vertici sono state inserite delle zone rigide pari a metà spessore degli elementi.

Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando la schematizzazione alla Winkler con un opportuno coefficiente di sottofondo.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo.



Numerazioni aste

9.3 Valutazione della rigidezza delle molle

Di seguito sono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti l'interazione terreno-struttura relativamente all'opera in esame.

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo (formula di Vesic)

$$k = \frac{0.65 E}{1 - \nu^2} * \sqrt[12]{\frac{Eb^4}{(E_c)_{fond}}}$$

dove:

- h = altezza della trave;
- b = dimensione trasversale della trave;
- J = inerzia della trave;
- E_c = modulo di elasticità del calcestruzzo
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;
- E = modulo elastico medio del terreno sottostante.

| | | |
|---------|-------|-------------------|
| E = | 15000 | kN/m ² |
| ν = | 0.3 | |
| B = | 6.4 | m |
| L = | 20.0 | m |
| L/B = | 3.13 | |
| c_t = | 1.46 | |
| K_w = | 1762 | kN/m ³ |

Cautelativamente si limita, ai fini del calcolo, il valore della costante di sottofondo a circa 1700 kN/m³.

Si considera la sezione appoggiata su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a $K = 1700$ kN/mc in funzione dell'interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

Interasse molle $i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10$ [m]

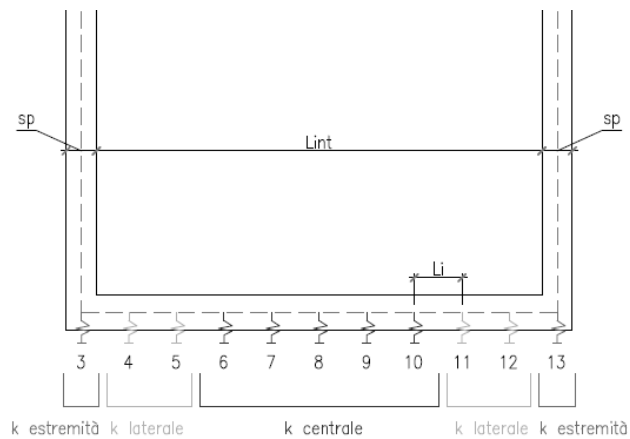
Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NR1J | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 26 di 57 |

Molle centrali $k_1 = k * i$ [kN/m]

Molle intermedie $k_2 = 1.5 * k * i$ [kN/m]

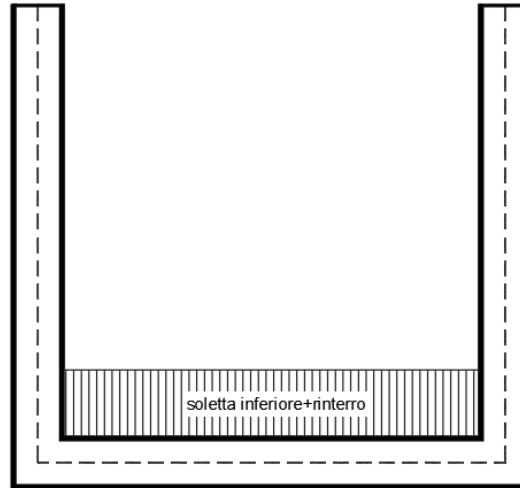
Molle laterali $k_3 = 2 * k * (i/2 + S_p/2)$ [kN/m]



9.4 Analisi dei carichi

9.4.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

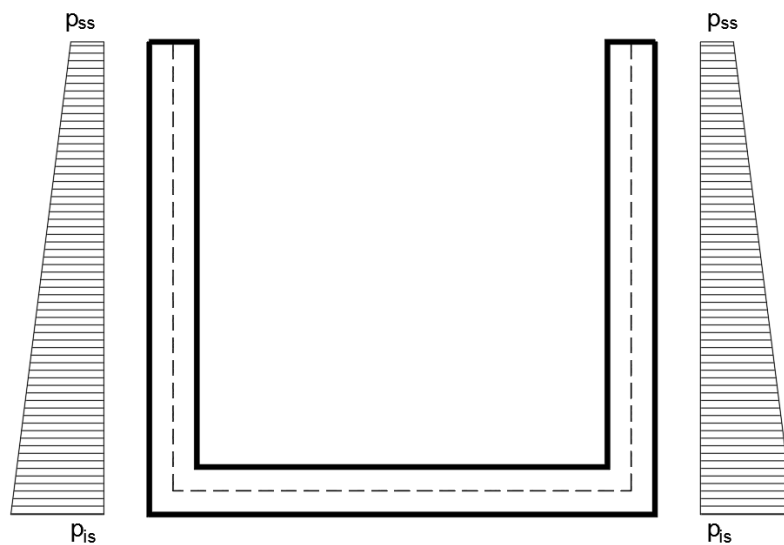
| | | |
|--------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| <u>Soletta inferiore</u> | - Peso proprio | 17.50 kN/m |
| | - Totale | 17.50 kN/m |
| | - Peso pacchetto interno 0 cm | 0.00 kN/m |
| | - Peso terreno ricoprimento interno | 12.00 kN/m |
| | - Totale | 12.00 kN/m |
| <u>Piedritti</u> | - Peso proprio | 17.50 kN/m |
| | - Totale | 17.50 kN/m |



9.4.2 Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito $\varphi = 38^\circ$ ed un peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidezza della struttura, utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin\varphi$, per cui si ottiene un valore di $K_0 = 0.38$. Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

$$\begin{aligned}
 p_{ss} &= K_0 * (H_r + H_{psup} + S_s/2) * \gamma = 0.0 \text{ kN/m} \\
 p_{is} &= p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 50.3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto e soletta inferiore con valore pari a 18.09 kN.

9.4.3 Azione Termica

Si applica ai piedritti una variazione termica di +/-15°C.

9.4.4 Azione sismica inerziale

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni: $k_h = a_{max}/g$

$k_v = \pm 0.5 * k_h$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale $V_N \geq 75$ anni ed una II classe d'uso $C_u = 1$; segue un periodo di riferimento $V_R = V_N * C_u = 75$ anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a $a_g = 0.074$ g.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * a = S_s * S_t * a_g$$

dove assumendo un terreno di tipo C ed in base al fattore di amplificazione del sito F_0 si ottiene:

$S_s = 1.600$ Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1$ Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{max} = 1.600 * 1 * 0.074 \text{ g} = 0.118 \text{ g}$$

$$k_h = a_{\max}/g = 0.118$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.059$$

Sisma orizzontale

$$F_{\text{sis}} = a_{\max} * \gamma * (H_{\text{tot}}) = 16.34 \text{ kN/m} \quad (\text{carico applicato sulla parete})$$

$$F_{\text{inp}} = \alpha * S_p * \gamma * 1\text{m} = 2.07 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$\text{Totale} = 18.41 \text{ kN/m} \quad (\text{piedritto sx})$$

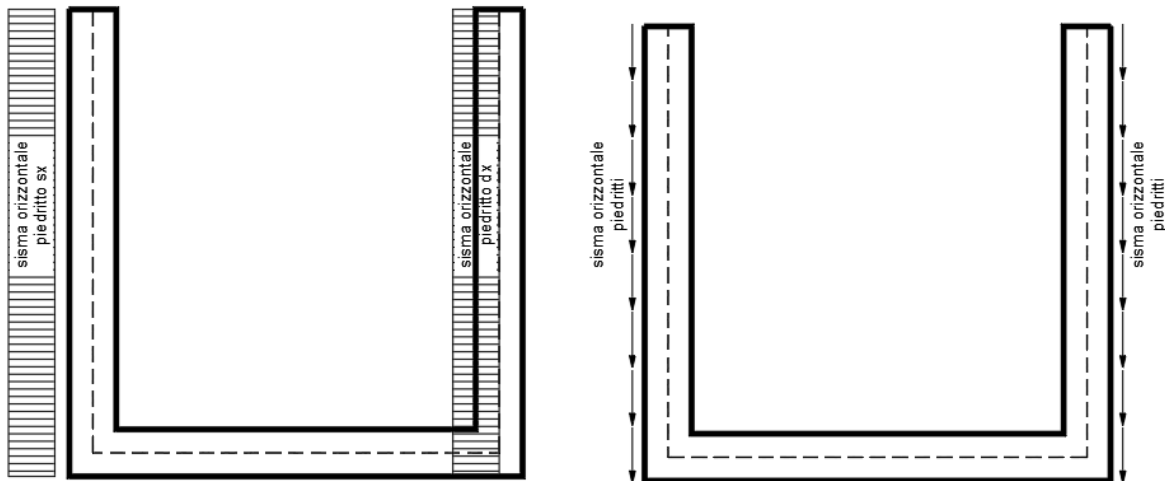
$$\text{Totale} = 2.07 \text{ kN/m} \quad (\text{piedritto dx})$$

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta inferiore con valore pari a 6.44 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta inferiore con valore pari a 0.73 kN.

Sisma verticale

$$F_{\text{inp}} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma * 1\text{m} = 1.04 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: $G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$



Spinta sismica terreno

Le spinte delle terre potranno essere determinate secondo la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinato con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) * \gamma * H_{\text{tot}}^2 = 112.74 \text{ kN/m}$$

Tale risultante applicata ad un'altezza pari ad $H_{\text{tot}}/2$.sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

9.5 Diagrammi delle sollecitazioni

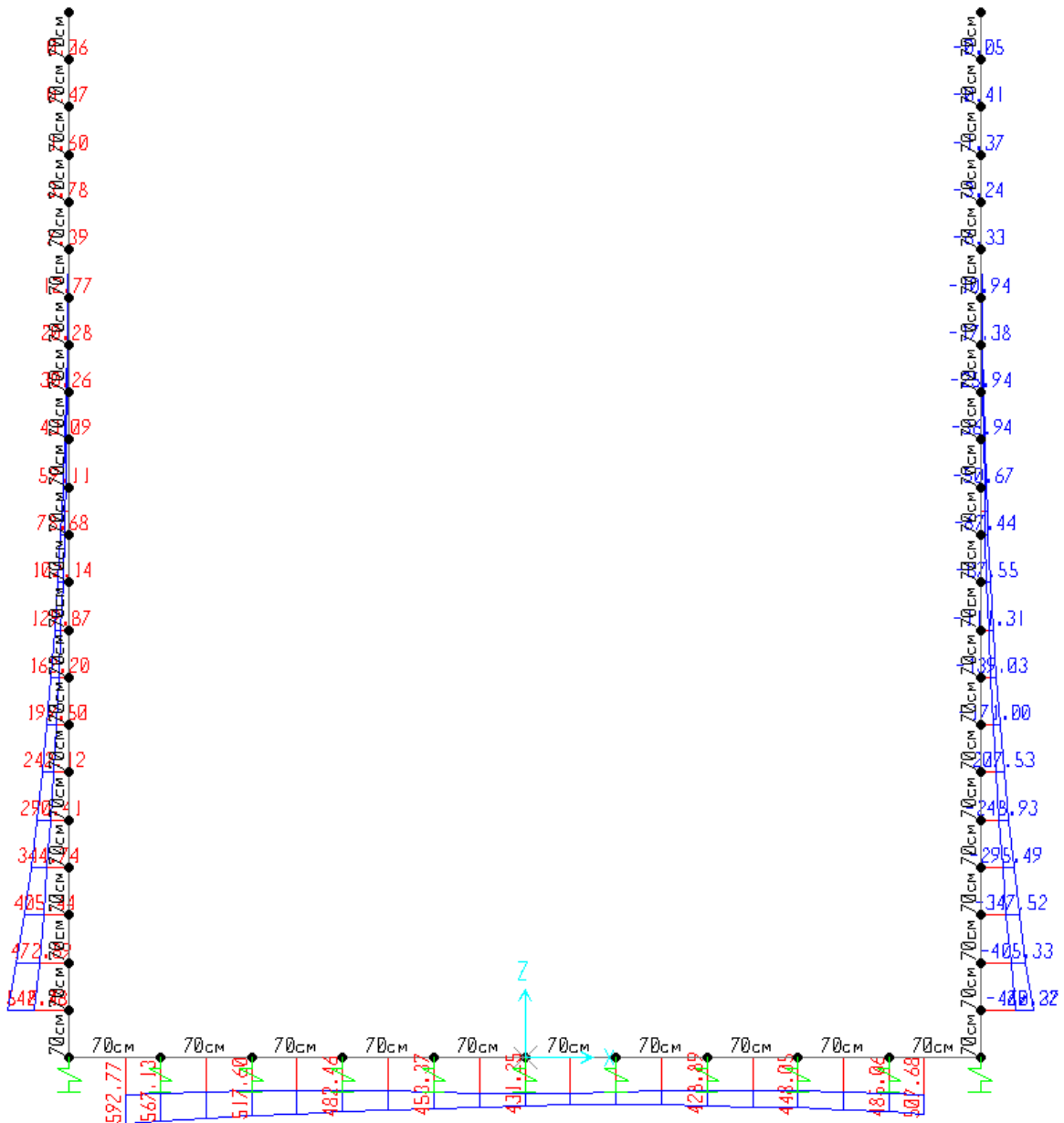


Fig. 1 – Involuppo momenti flettenti SLU

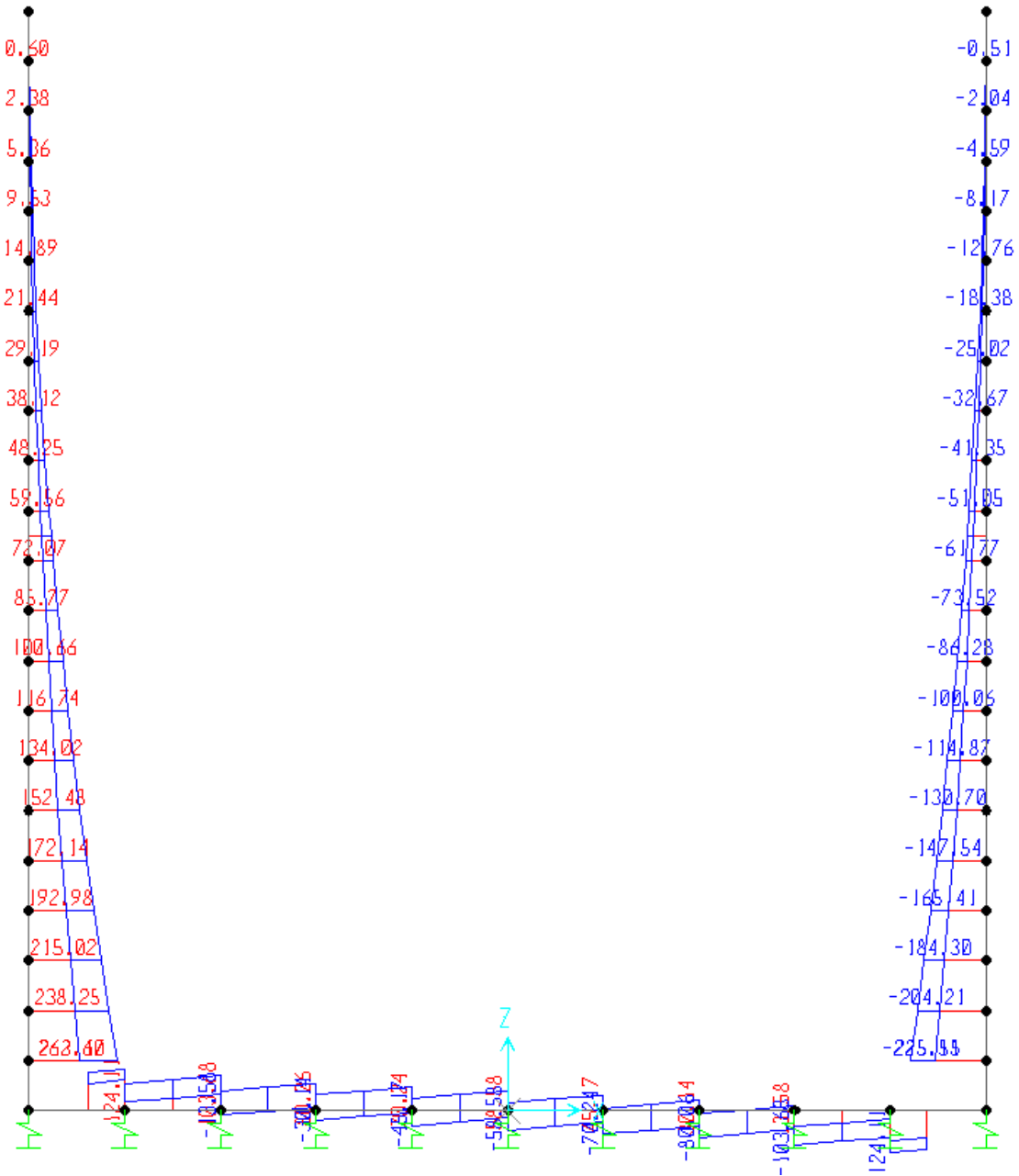


Fig. 2 – Involuppo sforzi taglianti SLU

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 32 di 57 |

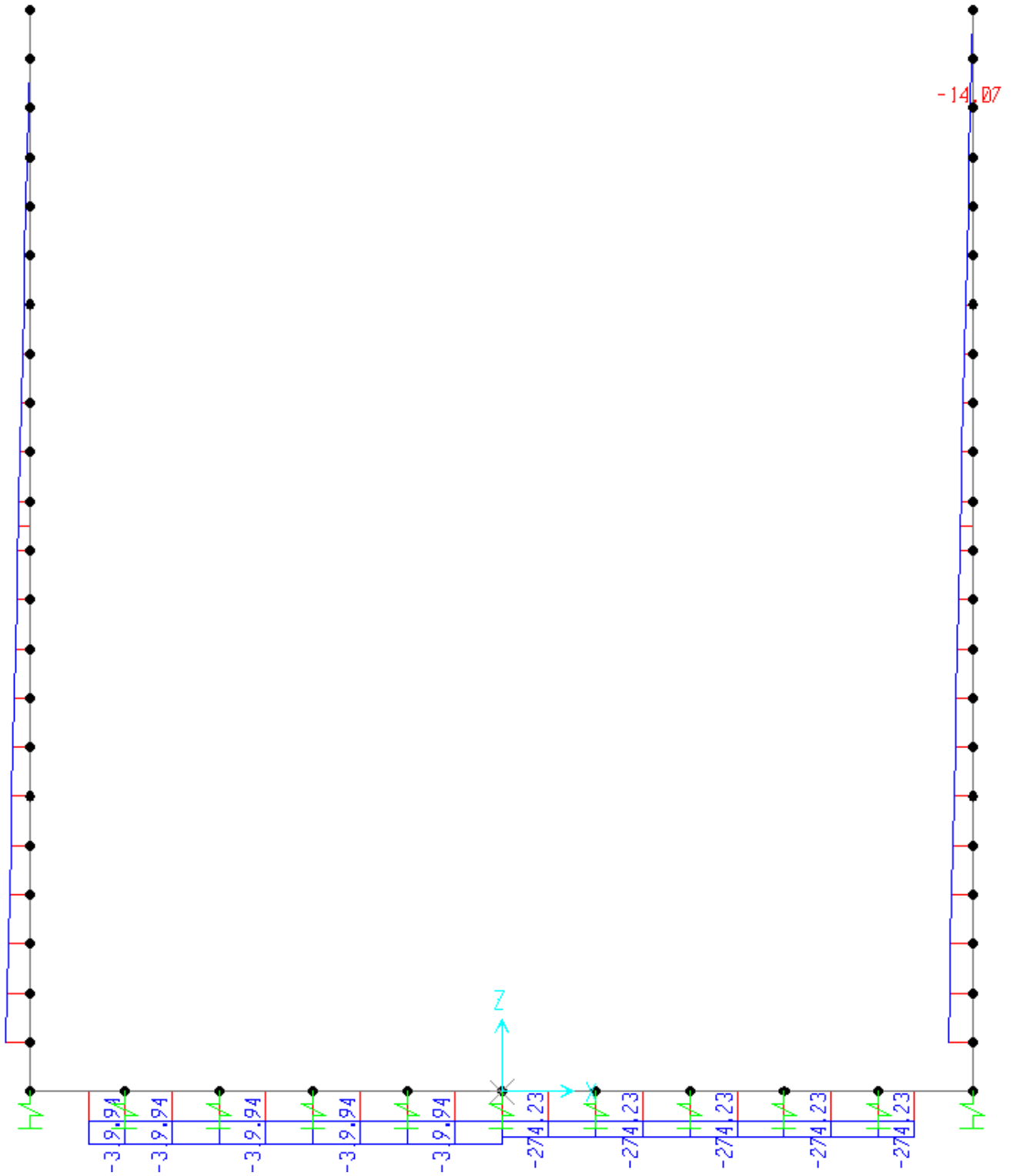


Fig. 3 – Involuppo azioni assiali SLU

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 33 di 57 |

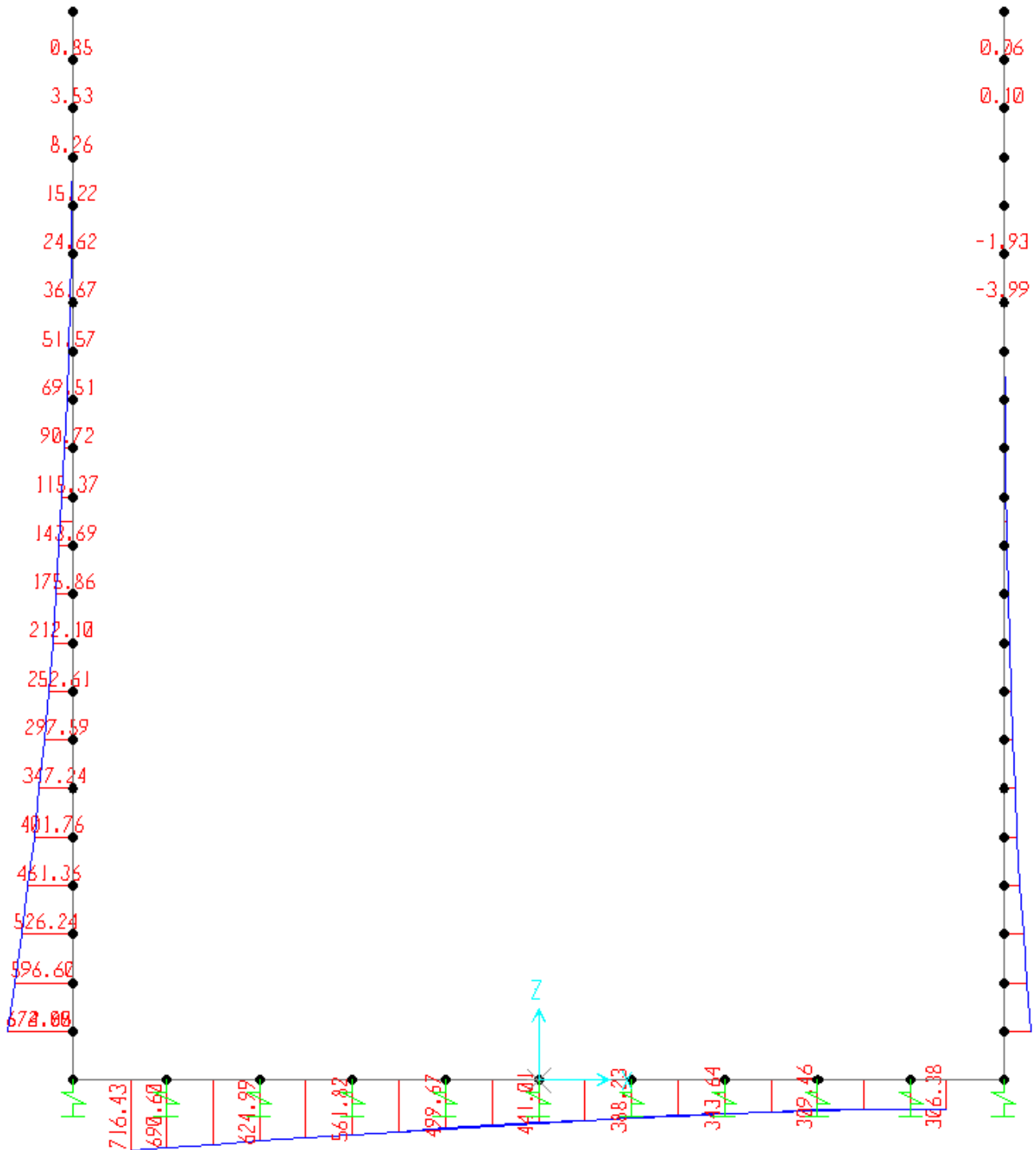


Fig. 4 –Inviluppo momenti flettenti SLV

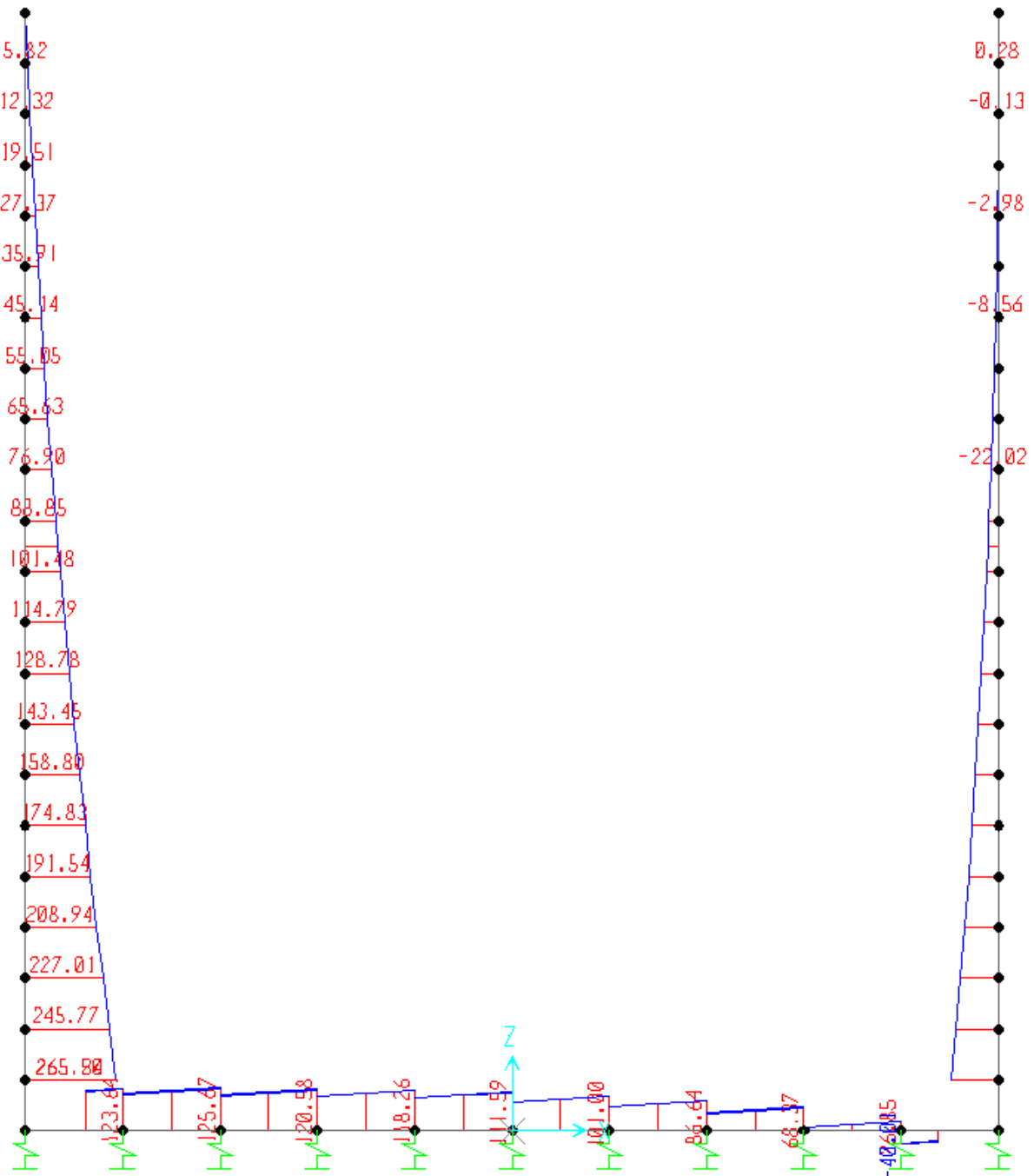


Fig. 5 – Involuppo sforzi taglianti SLV

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 35 di 57 |

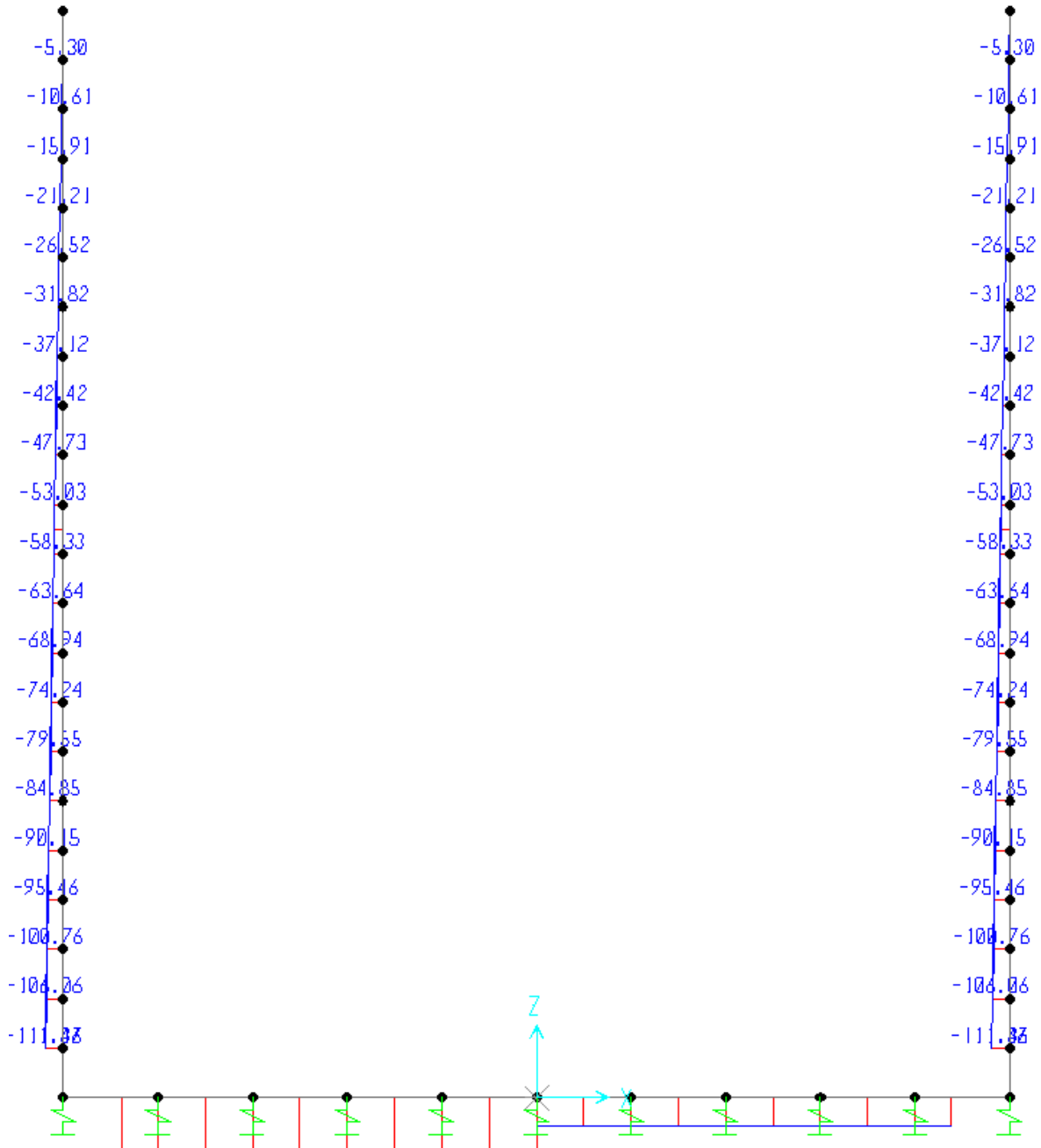


Fig. 6 – Involuppo azioni assiali SLV

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 36 di 57 |

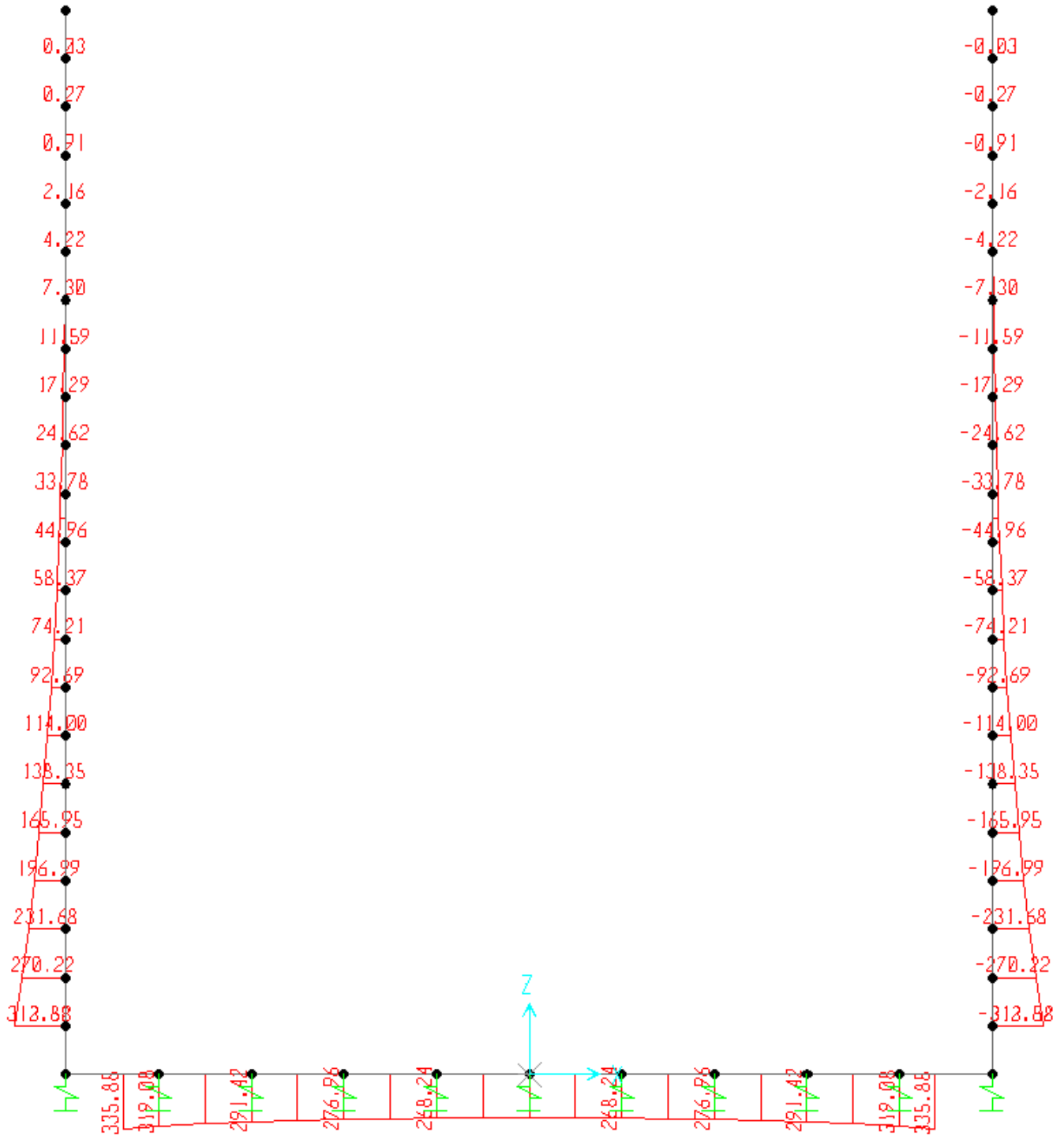


Fig. 7 – Involuppo momenti flettenti SLE rara

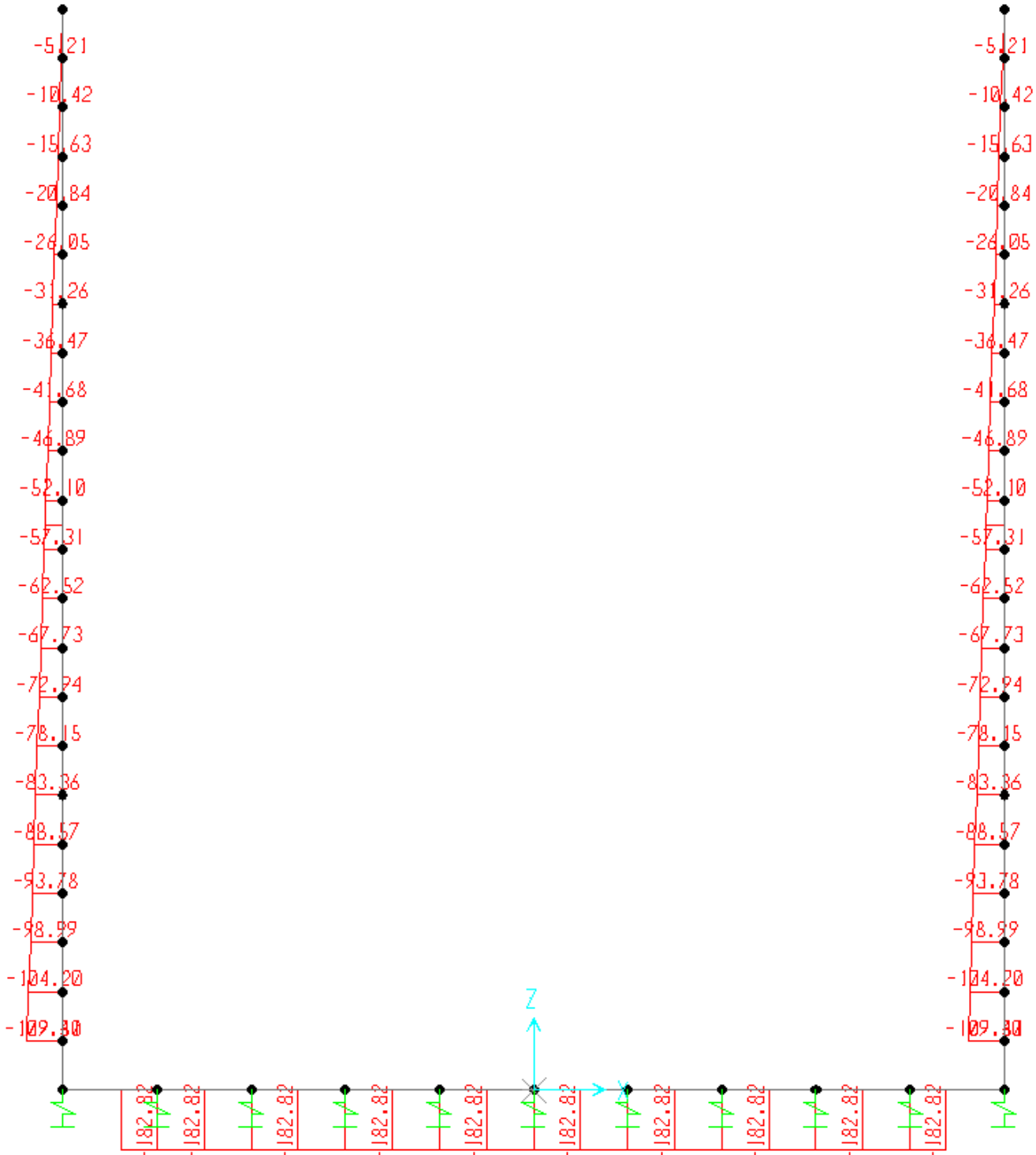


Fig. 8 – Involuppo azioni assiali SLE rara

9.6 Verifica delle sezioni in c.a.

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori delle sollecitazioni massime e i valori delle sollecitazioni per la verifica a fessurazione risultanti dalle combinazioni di cui al capitolo precedente.

Per le verifiche in corrispondenza dei nodi si considerano le sollecitazioni a filo elemento rigido.

| SLU STR-SLV | | | | |
|----------------------|----------------|--------|-----------------|----------------|
| Elemento strutturale | C.C. M_{max} | N (kN) | M_{max} (kNm) | T_{max} (kN) |
| soletta inferiore | SLU17-SIS | 309.85 | 716.43 | 125.67 |
| | SLU15-STR | 182.82 | 294.02 | - |
| pie dritti | SLU16-SIS | 111.46 | 674.00 | 265.54 |

| Elemento strutturale | SLE RARA | | SLE FREQUENTE | | | SLE QUASI PERMANENTE | | |
|----------------------|----------|-----------------|-------------------|--------|-----------------|----------------------|--------|-----------------|
| | N (kN) | M_{max} (kNm) | ID Asta | N (kN) | M_{max} (kNm) | ID Asta | N (kN) | M_{max} (kNm) |
| soletta inferiore | 182.82 | 335.88 | soletta inferiore | 182.82 | 335.88 | soletta inferiore | 182.82 | 335.88 |
| | 182.82 | 265.32 | | 182.82 | 265.32 | | 182.82 | 265.32 |
| pie dritti | 109.50 | 313.58 | pie dritti | 109.50 | 313.58 | pie dritti | 109.50 | 313.58 |

9.6.1 Verifica soletta inferiore

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

| | | |
|----------------|---|----------------------------|
| CALCESTRUZZO - | Classe: | C30/37 |
| | Resis. compr. di progetto fcd: | 17.000 MPa |
| | Def.unit. max resistenza ec2: | 0.0020 |
| | Def.unit. ultima ecu: | 0.0035 |
| | Diagramma tensione-deformaz.: | Parabola-Rettangolo |
| | Modulo Elastico Normale Ec: | 32836.0 MPa |
| | Resis. media a trazione fctm: | 2.900 MPa |
| | Coeff. Omogen. S.L.E.: | 15.00 |
| | Coeff. Omogen. S.L.E.: | 15.00 |
| | Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: | 165.00 daN/cm ² |
| | Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: | 0.200 mm |
| | Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: | 0.00 Mpa |
| | Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: | 0.200 mm |

| | | |
|------------------------------|--|-----------------------------|
| ACCIAIO - | Tipo: | B450C |
| | Resist. caratt. snervam. fyk: | 450.00 MPa |
| | Resist. caratt. rottura ftk: | 450.00 MPa |
| | Resist. snerv. di progetto fyd: | 391.30 MPa |
| | Resist. ultima di progetto ftd: | 391.30 MPa |
| | Deform. ultima di progetto Epu: | 0.068 |
| | Modulo Elastico Ef | 2000000 daN/cm ² |
| | Diagramma tensione-deformaz.: | Bilineare finito |
| | Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$: | 1.00 |
| | Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$: | 0.50 |
| Sf limite S.L.E. Comb. Rare: | 337.50 MPa | |

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

| | |
|----------------------|------------|
| Forma del Dominio: | Poligonale |
| Classe Conglomerato: | C30/37 |

| N°vertice: | X [cm] | Y [cm] |
|------------|--------|--------|
| 1 | -50.0 | 0.0 |
| 2 | -50.0 | 70.0 |
| 3 | 50.0 | 70.0 |
| 4 | 50.0 | 0.0 |

DATI BARRE ISOLATE

| N°Barra | X [cm] | Y [cm] | DiamØ[mm] |
|---------|--------|--------|-----------|
| 1 | -42.0 | 8.0 | 22 |
| 2 | -42.0 | 62.0 | 22 |
| 3 | 42.0 | 62.0 | 22 |
| 4 | 42.0 | 8.0 | 22 |

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

| | |
|--------------|---|
| N°Gen. | Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre |
| N°Barra Ini. | Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione |
| N°Barra Fin. | Numero della barra finale cui si riferisce la generazione |

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 40 di 57 |

N°Barre
Ø Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Diametro in mm delle barre della generazione

| N°Gen. | N°Barra Ini. | N°Barra Fin. | N°Barre | Ø |
|--------|--------------|--------------|---------|----|
| 1 | 1 | 4 | 8 | 22 |
| 2 | 2 | 3 | 8 | 22 |

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

| N°Comb. | N | Mx | Vy |
|---------|--------|--------|--------|
| 1 | 309.85 | 716.43 | 125.67 |
| 2 | 182.82 | 294.02 | 0.00 |

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

| N°Comb. | N | Mx | My |
|---------|--------|--------|------|
| 1 | 182.82 | 335.88 | 0.00 |
| 2 | 182.82 | 265.32 | 0.00 |

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

| N°Comb. | N | Mx | My |
|---------|--------|-----------------|-------------|
| 1 | 182.82 | 335.88 (328.90) | 0.00 (0.00) |
| 2 | 182.82 | 265.32 (335.67) | 0.00 (0.00) |

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

| N°Comb. | N | Mx | My |
|---------|--------|-----------------|-------------|
| 1 | 182.82 | 335.88 (328.90) | 0.00 (0.00) |
| 2 | 182.82 | 265.32 (335.67) | 0.00 (0.00) |

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 41 di 57 |

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.9 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.1 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
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
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 [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

| N°Comb | Ver | N | Mx | N Res | Mx Res | Mis.Sic. | As Tesa |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|----------|------------|
| 1 | S | 309.85 | 716.43 | 310.08 | 939.87 | 1.31 | 38.0(11.7) |
| 2 | S | 182.82 | 294.02 | 182.86 | 905.48 | 3.08 | 38.0(11.7) |

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO 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 | 0.156 | -50.0 | 70.0 | 0.00061 | -42.0 | 62.0 | -0.01889 | -42.0 | 8.0 |
| 2 | 0.00350 | 0.151 | -50.0 | 70.0 | 0.00050 | -42.0 | 62.0 | -0.01971 | -42.0 | 8.0 |

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 | 0.000361156 | -0.021780902 | 0.156 | 0.700 |
| 2 | 0.000000000 | 0.000374391 | -0.022707351 | 0.151 | 0.700 |

METODO SLU - 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 |
|--------|-----|-----|------|---|----|----|-----|
|--------|-----|-----|------|---|----|----|-----|

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 42 di 57 |

| | | | | | | | |
|---|---|--------|--------|------|-------|--------|------|
| 1 | S | 125.67 | 349.10 | 62.0 | 100.0 | 0.0061 | 0.44 |
| 2 | S | 0.00 | 332.23 | 62.0 | 100.0 | 0.0061 | 0.26 |

COMBINAZIONI RARE 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 ²] in zona tesa considerata aderente alle barre |
| As eff. | Area barre [cm ²] 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 | 4.90 | -50.0 | 70.0 | -137.5 | -42.0 | 8.0 | 1600 | 38.0 |
| 2 | S | 3.90 | -50.0 | 70.0 | -104.0 | -23.3 | 8.0 | 1600 | 38.0 |

COMBINAZIONI RARE 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 fctm Esito della verifica |
| e1 | Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata |
| e2 | Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata |
| k1 | = 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 | = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2] |
| k3 | = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali |
| k4 | = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali |
| Ø | Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2] |
| Cf | 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 = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC] |
| sr max | Massima distanza tra le fessure [mm] |
| wk | Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi |
| Mx fess. | Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm] |
| My fess. | Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm] |

| Comb. | Ver | e1 | e2 | k2 | Ø | Cf | e sm - e cm | sr max | wk | Mx fess | My fess |
|-------|-----|----------|----|-------|------|----|-------------------|--------|--------------|---------|---------|
| 1 | S | -0.00082 | 0 | 0.500 | 22.0 | 69 | 0.00041 (0.00041) | 392 | 0.162 (0.20) | 328.90 | 0.00 |
| 2 | S | -0.00062 | 0 | 0.500 | 22.0 | 69 | 0.00031 (0.00031) | 392 | 0.122 (0.20) | 335.67 | 0.00 |

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

| N°Comb | Ver | Sc max | Xc max | Yc max | Sf min | Xs min | Ys min | Ac eff. | As eff. |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | S | 4.90 | -50.0 | 70.0 | -137.5 | -42.0 | 8.0 | 1600 | 38.0 |
| 2 | S | 3.90 | -50.0 | 70.0 | -104.0 | -23.3 | 8.0 | 1600 | 38.0 |

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

| Comb. | Ver | e1 | e2 | k2 | Ø | Cf | e sm - e cm | sr max | wk | Mx fess | My fess |
|-------|-----|----------|----|-------|------|----|-------------------|--------|--------------|---------|---------|
| 1 | S | -0.00082 | 0 | 0.500 | 22.0 | 69 | 0.00041 (0.00041) | 392 | 0.162 (0.20) | 328.90 | 0.00 |
| 2 | S | -0.00062 | 0 | 0.500 | 22.0 | 69 | 0.00031 (0.00031) | 392 | 0.122 (0.20) | 335.67 | 0.00 |

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

| N°Comb | Ver | Sc max | Xc max | Yc max | Sf min | Xs min | Ys min | Ac eff. | As eff. |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 43 di 57 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|------|-------|------|--------|-------|-----|------|------|
| 1 | S | 4.90 | -50.0 | 70.0 | -137.5 | -42.0 | 8.0 | 1600 | 38.0 |
| 2 | S | 3.90 | -50.0 | 70.0 | -104.0 | -23.3 | 8.0 | 1600 | 38.0 |

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

| Comb. | Ver | e1 | e2 | k2 | Ø | Cf | e sm - e cm sr max | wk | Mx fess | My fess | |
|-------|-----|----------|----|-------|------|----|--------------------|-----|--------------|---------|------|
| 1 | S | -0.00082 | 0 | 0.500 | 22.0 | 69 | 0.00041 (0.00041) | 392 | 0.162 (0.20) | 328.90 | 0.00 |
| 2 | S | -0.00062 | 0 | 0.500 | 22.0 | 69 | 0.00031 (0.00031) | 392 | 0.122 (0.20) | 335.67 | 0.00 |

9.6.2 Verifica piedritti

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

| | | |
|----------------|---|----------------------------|
| CALCESTRUZZO - | Classe: | C30/37 |
| | Resis. compr. di progetto fcd: | 17.000 MPa |
| | Def.unit. max resistenza ec2: | 0.0020 |
| | Def.unit. ultima ecu: | 0.0035 |
| | Diagramma tensione-deformaz.: | Parabola-Rettangolo |
| | Modulo Elastico Normale Ec: | 32836.0 MPa |
| | Resis. media a trazione fctm: | 2.900 MPa |
| | Coeff. Omogen. S.L.E.: | 15.00 |
| | Coeff. Omogen. S.L.E.: | 15.00 |
| | Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: | 165.00 daN/cm ² |
| | Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: | 0.200 mm |
| | Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: | 0.00 Mpa |
| | Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: | 0.200 mm |

| | | |
|-----------|------------------------------------|-----------------------------|
| ACCIAIO - | Tipo: | B450C |
| | Resist. caratt. snervam. fyk: | 450.00 MPa |
| | Resist. caratt. rottura ftk: | 450.00 MPa |
| | Resist. snerv. di progetto fyd: | 391.30 MPa |
| | Resist. ultima di progetto ftd: | 391.30 MPa |
| | Deform. ultima di progetto Epu: | 0.068 |
| | Modulo Elastico Ef | 2000000 daN/cm ² |
| | Diagramma tensione-deformaz.: | Bilineare finito |
| | Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 : | 1.00 |
| | Coeff. Aderenza differito β1*β2 : | 0.50 |
| | Sf limite S.L.E. Comb. Rare: | 337.50 MPa |

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

| N°vertice: | X [cm] | Y [cm] |
|------------|--------|--------|
| 1 | -50.0 | 0.0 |
| 2 | -50.0 | 70.0 |
| 3 | 50.0 | 70.0 |
| 4 | 50.0 | 0.0 |

DATI BARRE ISOLATE

| N°Barra | X [cm] | Y [cm] | DiamØ[mm] |
|---------|--------|--------|-----------|
| 1 | -42.0 | 8.0 | 22 |

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 44 di 57 |

| | | | |
|---|-------|------|----|
| 2 | -42.0 | 62.0 | 22 |
| 3 | 42.0 | 62.0 | 22 |
| 4 | 42.0 | 8.0 | 22 |

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

| N°Gen. | N°Barra Ini. | N°Barra Fin. | N°Barre | Ø |
|--------|--------------|--------------|---------|----|
| 1 | 2 | 3 | 3 | 22 |
| 2 | 1 | 4 | 8 | 22 |

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

| N°Comb. | N | Mx | Vy |
|---------|--------|--------|--------|
| 1 | 111.46 | 674.00 | 265.54 |

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

| N°Comb. | N | Mx | My |
|---------|--------|--------|------|
| 1 | 109.50 | 313.58 | 0.00 |

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

| N°Comb. | N | Mx | My |
|---------|--------|-----------------|-------------|
| 1 | 109.50 | 313.58 (309.14) | 0.00 (0.00) |

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

| N°Comb. | N | Mx | My |
|---------|---|----|----|
| | | | |

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 45 di 57 |

1 109.50 313.58 (309.14) 0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.9 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.1 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
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
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
As Tesa Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

| N°Comb | Ver | N | Mx | N Res | Mx Res | Mis.Sic. | As Tesa |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|----------|------------|
| 1 | S | 111.46 | 674.00 | 111.20 | 886.15 | 1.31 | 38.0(11.7) |

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO 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 | 0.158 | -50.0 | 70.0 | 0.00065 | -42.0 | 62.0 | -0.01859 | -42.0 | 8.0 |

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 | 0.000356276 | -0.021439333 | 0.158 | 0.700 |

METODO SLU - 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]

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 46 di 57 |

| N°Comb | Ver | Ved | Vwct | d | bw | Ro | Scp |
|--------|-----|--------|--------|------|-------|--------|------|
| 1 | S | 265.54 | 322.75 | 62.0 | 100.0 | 0.0061 | 0.16 |

COMBINAZIONI RARE 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 ²] in zona tesa considerata aderente alle barre |
| As eff. | Area barre [cm ²] 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 | 4.94 | -50.0 | 70.0 | -136.5 | -42.0 | 8.0 | 1600 | 38.0 |

COMBINAZIONI RARE 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 unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata |
| k1 | Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata |
| kt | = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2] |
| k2 | = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2] |
| k3 | = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2] |
| k4 | = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali |
| Ø | = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali |
| Cf | Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2] |
| e sm - e cm | Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa |
| sr max | Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] |
| wk | Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC] |
| Mx fess. | Massima distanza tra le fessure [mm] |
| My fess. | Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi |
| | Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm] |
| | Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm] |

| Comb. | Ver | e1 | e2 | k2 | Ø | Cf | e sm - e cm | sr max | wk | Mx fess | My fess |
|-------|-----|----------|----|-------|------|----|-------------------|--------|--------------|---------|---------|
| 1 | S | -0.00082 | 0 | 0.500 | 22.0 | 69 | 0.00041 (0.00041) | 392 | 0.160 (0.20) | 309.14 | 0.00 |

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

| N°Comb | Ver | Sc max | Xc max | Yc max | Sf min | Xs min | Ys min | Ac eff. | As eff. |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | S | 4.94 | -50.0 | 70.0 | -136.5 | -42.0 | 8.0 | 1600 | 38.0 |

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

| Comb. | Ver | e1 | e2 | k2 | Ø | Cf | e sm - e cm | sr max | wk | Mx fess | My fess |
|-------|-----|----------|----|-------|------|----|-------------------|--------|--------------|---------|---------|
| 1 | S | -0.00082 | 0 | 0.500 | 22.0 | 69 | 0.00041 (0.00041) | 392 | 0.160 (0.20) | 309.14 | 0.00 |

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

| N°Comb | Ver | Sc max | Xc max | Yc max | Sf min | Xs min | Ys min | Ac eff. | As eff. |
|--------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | S | 4.94 | -50.0 | 70.0 | -136.5 | -42.0 | 8.0 | 1600 | 38.0 |

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 47 di 57 |

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

| Comb. | Ver | e1 | e2 | k2 | Ø | Cf | e sm - e cm sr max | wk | Mx fess | My fess | |
|-------|-----|----------|----|-------|------|----|--------------------|-----|--------------|---------|------|
| 1 | S | -0.00082 | 0 | 0.500 | 22.0 | 69 | 0.00041 (0.00041) | 392 | 0.160 (0.20) | 309.14 | 0.00 |

Si adottano spille 9Ø8/mq

9.7 Tabella riepilogativa incidenza ferri

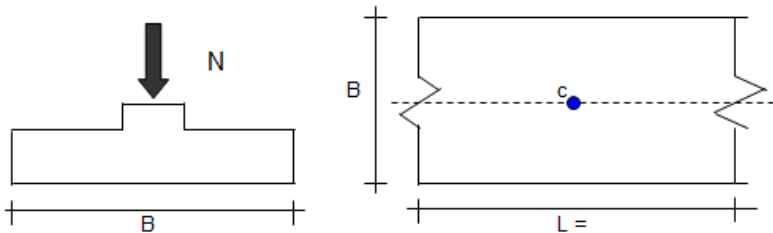
| | Inc. Armature [kg/mc] |
|--------------|--------------------------|
| Soletta inf. | 100 |
| Piedritto | 100 |

(per il quantitativo di armatura secondaria si assume il 20% di quella principale; si aggiunge al quantitativo di armatura principale e secondaria un 15% per sovrapposizioni/legature)

9.8 Verifica dei cedimenti a lungo termine

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis: 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (2q/\pi) \cdot (\alpha + \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (2q/\pi) \cdot (\alpha - \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (4q/\pi) \cdot (\nu\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

$$\delta_{\text{tot}} = \sum \delta_i = \sum (((\Delta\sigma_{zi} - \nu(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})) \Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 6.40 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 397.00 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 62.03 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

| Strato | Litologia | Spessore | da z _i | a z _{i+1} | Δz _i | E | ν | δ _{ci} |
|--------|-----------|----------|-------------------|--------------------|-----------------|----------------------|------|-----------------|
| (-) | (-) | (m) | (m) | (m) | (m) | (kN/m ²) | (-) | (cm) |
| 1 | | 30.00 | 0.0 | 30.0 | 0.1 | 15000 | 0.30 | 2.22 |
| 2 | | | 30.0 | 30.0 | 1.0 | | 0.30 | 0.00 |
| 3 | | | 30.0 | 30.0 | 1.0 | | 0.30 | 0.00 |
| - | | | 0.0 | 0.0 | 1.0 | | 0.30 | - |
| - | | | 0.0 | 0.0 | 1.0 | 0 | 0.00 | - |
| - | | | 0.0 | 0.0 | 1.0 | 0 | 0.00 | - |

$$\delta_{\text{ctot}} = 2.22 \text{ (cm)}$$

9.9 Verifica dei cedimenti a breve termine

DATI DI INPUT:

B = 6.40 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 397.00 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 62.03 (kN/mq) (Pressione Agente ($q = N/B$))

ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

| Strato | Litologia | Spessore | da z_i | a z_{i+1} | Δz_i | E | ν | δ_{ci} |
|--------|-----------|----------|----------|-------------|--------------|----------------------|-------|---------------|
| (-) | (-) | (m) | (m) | (m) | (m) | (kN/m ²) | (-) | (cm) |
| 1 | | 30.00 | 0.0 | 30.0 | 0.1 | 45000 | 0.30 | 0.74 |
| 2 | | | 30.0 | 30.0 | 1.0 | | 0.30 | 0.00 |
| 3 | | | 30.0 | 30.0 | 1.0 | | 0.30 | 0.00 |
| - | | | 0.0 | 0.0 | 1.0 | | 0.30 | - |
| - | | | 0.0 | 0.0 | 1.0 | 0 | 0.00 | - |
| - | | | 0.0 | 0.0 | 1.0 | 0 | 0.00 | - |

$$\delta_{ctot} = 0.74 \text{ (cm)}$$

9.10 Verifica di portanza

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

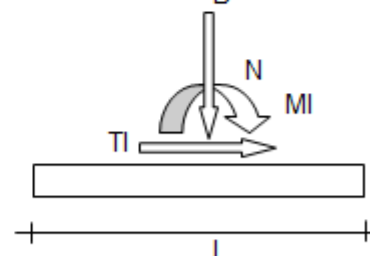
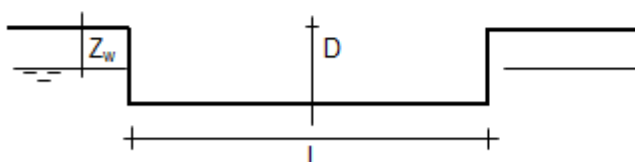
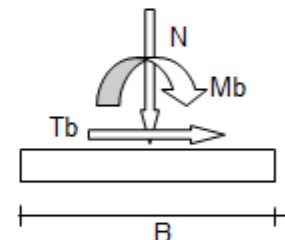
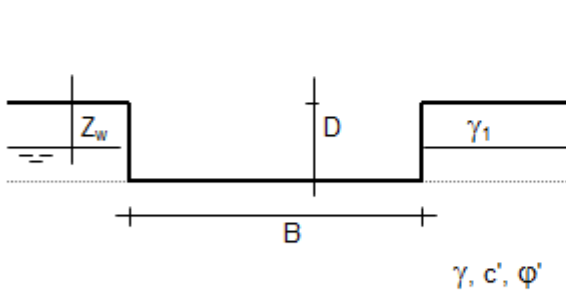
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

| Metodo di calcolo | azioni | | proprietà del terreno | | resistenze | | |
|--------------------------|------------|----------------------|-----------------------|------|------------|-------|------|
| | permanenti | temporanee variabili | $\tan \varphi'$ | c' | q_{lim} | scorr | |
| Stato Limite Ultimo | A1+M1+R1 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| | A2+M2+R2 | ○ | 1.00 | 1.30 | 1.25 | 1.25 | 1.80 |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 1.25 | 1.80 |
| | A1+M1+R3 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 2.30 |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 2.30 |
| Tensioni Ammissibili | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 3.00 | 3.00 |
| Definiti dal Progettista | ● | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 2.30 | 1.10 |



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

$B = 6.40$ (m)
 $L = 1.00$ (m)
 $D = 1.00$ (m)

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| | | | | | |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 52 di 57 |

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 547.00 | | 547.00 |
| Mb [kNm] | 0.00 | | 0.00 |
| Ml [kNm] | 0.00 | | 0.00 |
| Tb [kN] | 0.00 | | 0.00 |
| Tl [kN] | 0.00 | | 0.00 |
| H [kN] | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 16.00 \text{ (kN/mc)}$$

$$\gamma = 16.00 \text{ (kN/mc)}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 26.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 26.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 25.00 \text{ (m)}$$

$$e_B = 0.00 \text{ (m)}$$

$$e_L = 0.00 \text{ (m)}$$

$$B^* = 6.40 \text{ (m)}$$

$$L^* = 1.00 \text{ (m)}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 16.00 \text{ (kN/mq)}$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 16.00 \text{ (kN/mc)}$$

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 11.85$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_c = 22.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 12.54$$

s_c, s_q, s_{\gamma} : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.08$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.08$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 53 di 57 |

$$s_y = 0.94$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.86 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.14 \quad m = 1.86 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\phi'))^m$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

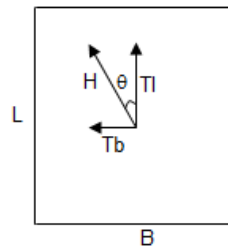
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\phi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan(D / B^*)$$

$$d_q = 1.31$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.34$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NRIJ | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 54 di 57 |

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 4$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 360.97 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 85.47 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 156.94 \geq q = 85.47 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

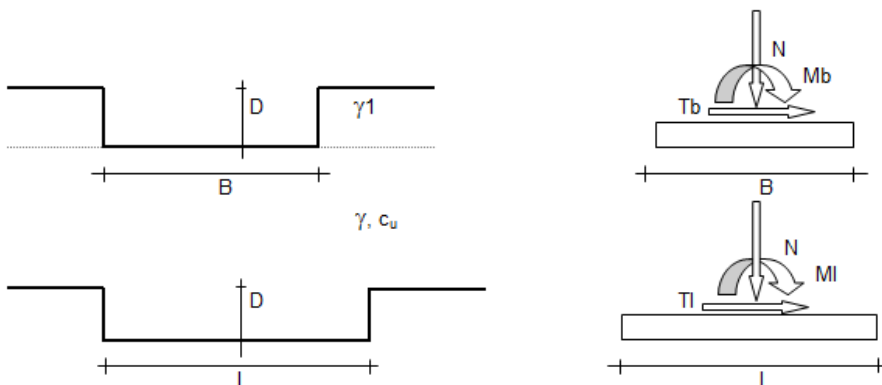
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

coefficienti parziali

| Metodo di calcolo | azioni | | proprietà del terreno | resistenze | | |
|--------------------------|------------|----------------------|-----------------------|------------|-------|------|
| | permanenti | temporanee variabili | c_u | q_{lim} | scorr | |
| Stato Limite Ultimo | A1+M1+R1 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 |
| | A2+M2+R2 | ○ | 1.00 | 1.30 | 1.40 | 1.80 |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.40 | 1.80 |
| | A1+M1+R3 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 2.30 |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 2.30 |
| Tensioni Ammissibili | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 3.00 |
| Definiti dal Progettista | ● | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 2.30 | 1.10 |



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 6.40 (m)
L = 1.00 (m)
D = 1.00 (m)



AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 547.00 | 0.00 | 547.00 |
| Mb [kNm] | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| MI [kNm] | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Tb [kN] | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| TI [kN] | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| H [kN] | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 17.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 17.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 40.00 \quad (\text{kN/mq})$$

Valore di progetto

$$c_u = 40.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 6.40 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 17.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 17.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.03$$

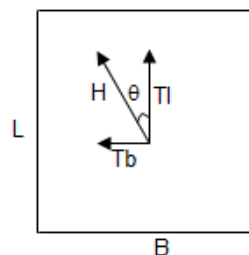
i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.86$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.14$$

$$\theta = \arctg(T_b/TI) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.86$$



Relazione di calcolo Muri ad U – Spessore 70cm

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| NR1J | 01 D 29 | CL | IN0000 008 | A | 57 di 57 |

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 1.00$$

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.40$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 313.84 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 85.47 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 136.45 \geq q = 85.47 \quad (\text{kN/m}^2)$$