

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

INTERFERENZE VIARIE ED IDRAULICHE

Elaborati Generali

Relazione di calcolo tombino Ø1500

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL IN0000 001 B

| Rev. | Descrizione | Redatto | Data | Verificato | Data | Approvato | Data | Autorizzato Data |
|------|---------------------|--------------|-----------|------------|-----------|-----------|-----------|---|
| A | Emissione Esecutiva | F.Durastanti | Sett-2020 | G.Romano | Sett-2020 | M.D'Avino | Sett-2020 | D.Tiberti Gen-2021 |
| B | Emissione Esecutiva | F.Durastanti | Gen-2021 | G.Romano | Gen-2021 | M.D'Avino | Gen-2021 | ITA FERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Generale UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. Gianni Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10876 |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

NN1X.0.0.D.78.CL.IN.00.0.0.001.B

n. Elab.:

INDICE

| | |
|---|----|
| 1. PREMESSA..... | 4 |
| 2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA | 5 |
| 3. PROGETTO NUOVO SOTTOPASSO | 6 |
| 3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 6 |
| 3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA | 7 |
| 3.3. GEOMETRIA..... | 7 |
| 3.4. MATERIALI..... | 8 |
| 3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO | 9 |
| 3.6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA | 10 |
| 3.7. MODELLAZIONE ADOTTATA | 11 |
| 3.8. ANALISI DEI CARICHI..... | 13 |
| 4. VERIFICA REQUISITI S.T.I. | 22 |
| 5. COMBINAZIONI DI CARICO | 24 |
| 6. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI | 30 |
| .6.1. INVILUPPO SLU/SLV | 30 |
| .6.2. INVILUPPO SLE (RARA) | 34 |
| 7. VERIFICHE SLU/SLV/SLE..... | 37 |
| .7.1. ARMATURE DI RIPARTIZIONE | 43 |
| .7.2. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE | 46 |
| 8. VERIFICHE GEOTECNICHE | 47 |
| .8.1. BASE REACTION..... | 47 |
| .8.2. VERIFICHE GEOTECNICHE..... | 50 |
| .8.3. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI DRENATE | 52 |
| .8.4. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI NON DRENATE | 60 |
| .8.4. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI DRENATE..... | 66 |
| .8.5. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI NON DRENATE | 74 |
| .8.6. TABELLA VERIFICHE GEOTECNICHE GEO..... | 79 |

| | |
|---|----|
| .8.7. SOLLEVAMENTO PER GALLEGGIAMENTO UPL | 79 |
| 9. OPERE DI VARO | 80 |
| 9.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA E DATI DI INPUT | 80 |
| 9.2. DESCRIZIONE DELL'OPERA | 80 |
| 9.3. DIMENSIONAMENTO DELL'APPARATO DI SPINTA..... | 80 |
| 9.3.1. CONDIZIONI DI CALCOLO | 80 |
| 9.3.2. DETERMINAZIONE DEI PESI E DELLE SPINTE | 81 |
| 9.4. VERIFICA GEOTECNICA..... | 83 |
| 9.4.1. SOLLECITAZIONI - SPINTA DEL MONOLITE..... | 83 |
| 9.4.2. SPINTA PASSIVA..... | 84 |
| 9.4.3. RESISTENZA ALLO SCORRIMENTO | 84 |
| 9.4.4. CALCOLO COEFFICIENTE DI SICUREZZA..... | 85 |
| 9.5. VERIFICHE STRUTTURALI..... | 86 |
| 9.5.1. VERIFICA MURO REGGISPINTA | 86 |
| 9.5.1.1. SOLLECITAZIONI MURO REGGISPINTA ARMATURE ORIZZONTALI | 87 |
| 9.5.1.2. SOLLECITAZIONI MURO REGGISPINTA ARMATURE VERTICALI..... | 88 |
| 9.5.1.3. VERIFICA DEL MURO REGGISPINTA | 89 |
| 9.5.2. VERIFICA DELLA PLATEA DI VARO..... | 91 |
| 9.6. CALCOLO INCIDENZA ARMATURE | 93 |

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, di un tombino scatolare lungo la linea metropolitana “Salerno-Pontecagnano aeroporto”, tale progetto è da considerarsi tipologico per tutte le opere aventi la medesima configurazione.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all’opera.

Si riportano di seguito una sezione longitudinale e una trasversale dello scatolare tipo, volte ad individuare le grandezze impiegate nel dimensionamento.

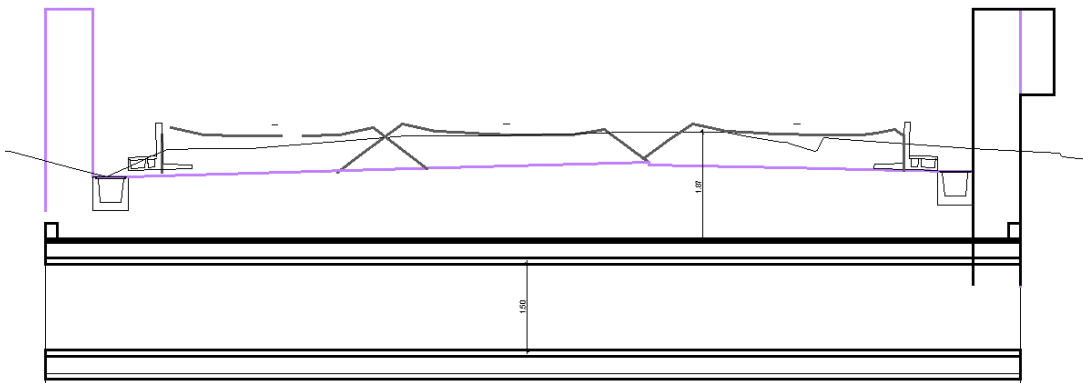


Figura 1a. Sezione longitudinale dello scatolare

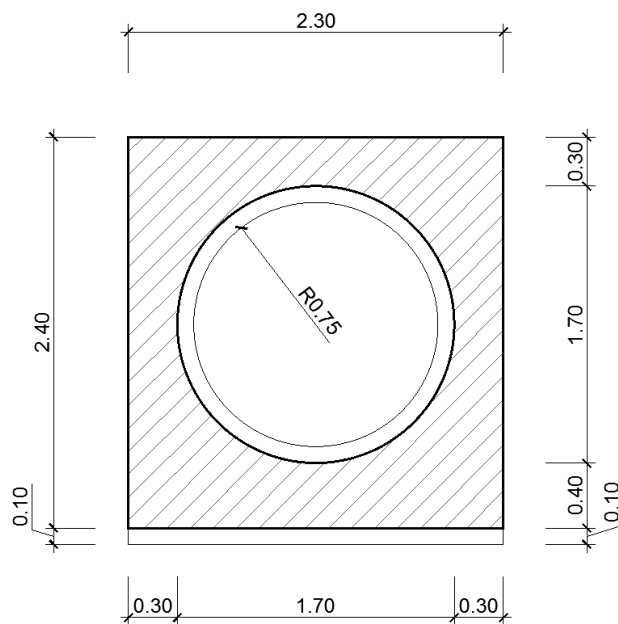


Figura 1b. Sezione trasversale dello scatolare

2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Il sottopasso si trova all'interno della stazione di Pontecagnano, al di sotto della linea ferroviaria ad una distanza fra piano ferro ed estradosso soletta pari ad H_{ric} , di cui spessore medio ballast più armamento pari a 0.80 m e la rimanente parte il rinterro. Esso ha dimensioni interne $L_{int} \times H_{int}$, con piedritti di spessore S_p , soletta inferiore di spessore S_f e soletta superiore di spessore S_s . Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Nella figura [Figura 2] sono riportate schematicamente la geometria dell'opera e la simbologia adottata.

Le caratteristiche geometriche hanno la seguente simbologia:

| | | |
|--|-----------|-----|
| Spessore medio del ballast + armamento | H_b | [m] |
| Spessore traversina + rotaie (35 cm) | H_{tb} | [m] |
| Larghezza traversina | L_{tb} | [m] |
| Spessore del rinterro | H_r | [m] |
| Larghezza totale del sottopasso | L_{tot} | [m] |
| Larghezza utile del sottopasso | L_{int} | [m] |
| Spessore della soletta | S_s | [m] |
| Spessore piedritti | S_p | [m] |
| Spessore fondazione | S_f | [m] |
| Altezza libera del sottopasso | H_{int} | [m] |
| Altezza totale del sottopasso | H_{tot} | [m] |
| Larghezza striscia di calcolo | b | [m] |

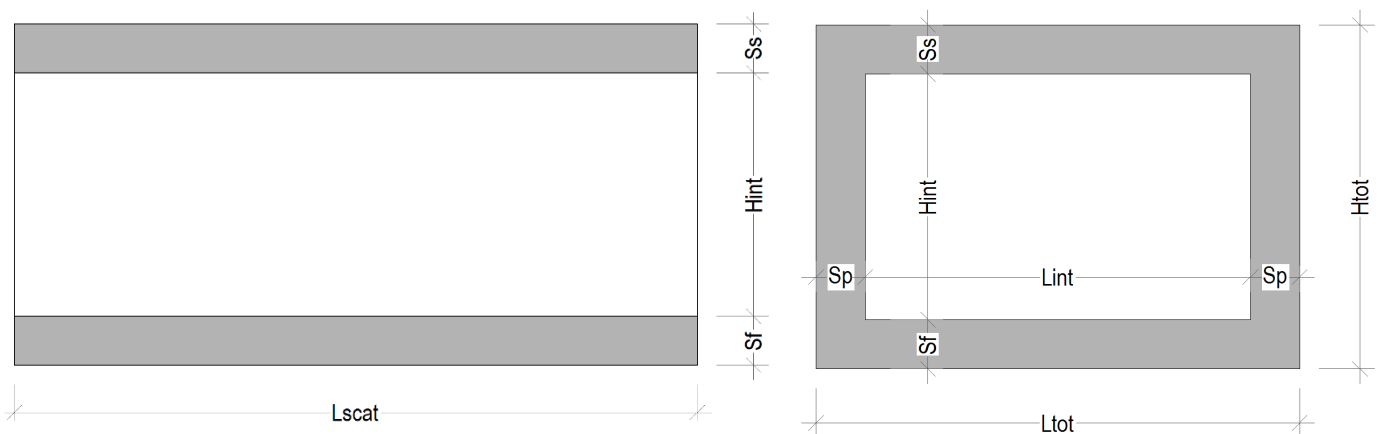


Figura 2. Simbologia adottata

3. PROGETTO NUOVO SOTTOPASSO

Nel presente paragrafo si riportano i calcoli volti alla progettazione del sottopasso nel rispetto della norma attualmente vigente NTC18.

3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutte le calcolazioni sono state eseguite nel rispetto delle normativa NTC18 attualmente vigente.. In particolare si è fatto riferimento:

- L. n. 64 del 2/2/1974 - Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- L. n. 1086 del 5/11/1971 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D.M. 17.01.2018 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018;
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sottobinario;
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- EN 1992-1-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules of building;
- EN 1991-2-2003/AC:2010-1:2004 Eurocode 1-Parte 2
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - Sezione 2 Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI MA IFS 001 D Manuale di progettazione delle opere civili
- RFI DTC SI SP IFS 001 C Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili;
- EC08 Eurocode 8;
- Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.
- L. n. 64 del 2/2/1974 - Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

3.2. UNITA' 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) unità di massa
- s (secondo) unità di tempo

Unità di misura derivate da N

- (kiloNewton) 10^3 N

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) - |
| ϕ (fi) | angolo di resistenza | (° sessagesimali) |

3.3. GEOMETRIA

| | | | |
|----------------------|------|--------|-----------------------------------|
| Larghezza utile | Lint | 1.50 m | luce interna scatolare |
| Altezza libera | Hint | 1.50 m | altezza interna scatolare |
| Spessore piedritti | Sp | 0.30 m | (consigliato: Sp = Ss) |
| Spessore soletta | Ss | 0.30 m | (consigliato: Ss = Lint/10+10cm.) |
| Spessore fondazione | Sf | 0.40 m | (consigliato: Sf = Ss + 10cm.) |
| Altezza ballast | Hb | 0.80 m | |
| Rinterro (superiore) | Hr | 0.90 m | |
| Lunghezza traversa | Ltb | 2.40 m | |
| Altezza traversa | Htb | 0.40 m | |
| Ricoprimento | Hric | 1.70 m | Hb+Hr |
| Larghezza totale | Ltot | 2.10 m | Lint+2xSPp |
| Altezza totale | Htot | 2.20 m | Hint+SPs+SPf |

3.4. MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

Calcestruzzo **C30/37** le cui caratteristiche principali sono:

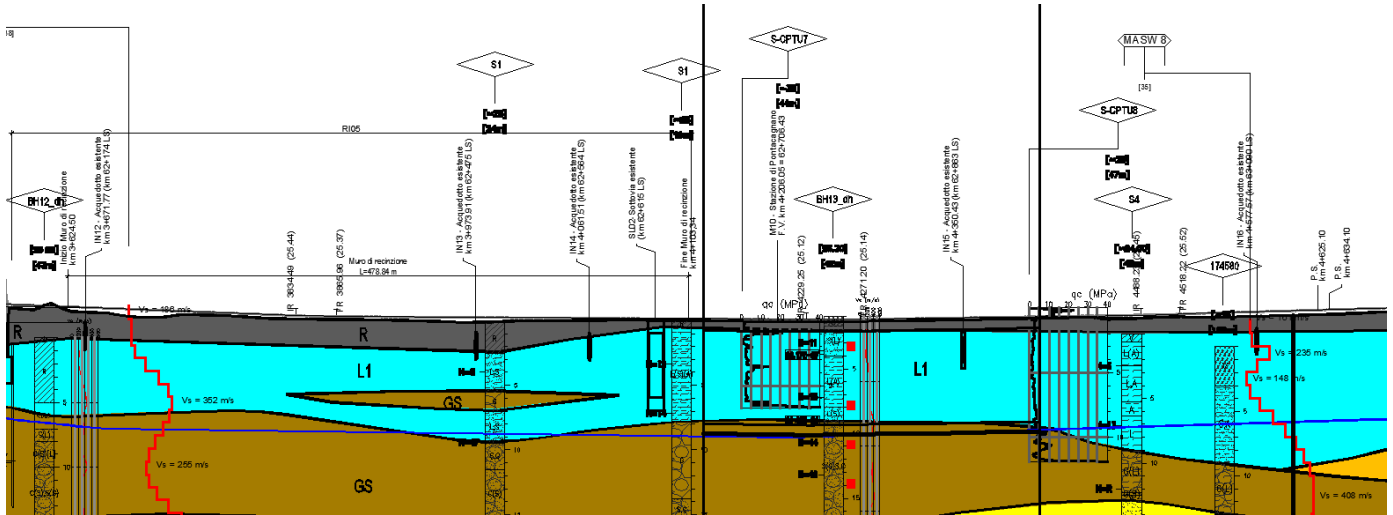
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$, dove:
 - $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$;
 - $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m$, dove:
 - $\gamma_m = 1.5$;
 - $f_{ctd} = 1,35 \text{ N/mm}^2$.
- Modulo elastico: $E_c = 32836 \text{ N/mm}^2$.
- Tolleranza di posa del copriferro = **10 mm**;
- Classe di esposizione **XA1**
- Copriferro = **40 mm**
- Condizioni ambientali: **aggressive**
- Apertura fessure limite: **w1 = 0.2 mm**

Acciaio da cemento armato normale **B450C** controllato in stabilimento. Le barre sono ad aderenza migliorata. Le caratteristiche meccaniche sono:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ dove:
 - $\gamma_s = 1.15$
 - $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento **D1 > 12%**
- Modulo di elasticità: **Es = 206000 N/mm²**
- Sovrapposizioni barre **$\geq 40\phi$**

3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si riporta di seguito la stratigrafia in corrispondenza della zona di riferimento:



Per l'inquadramento geotecnico si fa riferimento alla relazione geotecnica, della quale si riportano i parametri geotecnici del terreno di fondazione, del rinterro e del rinfianco.

Lo strato significativo del profilo geotecnico è l'unità
la cui descrizione nella relazione geotecnica è:

1) L1

Limo scarsa consistenza

| | | |
|------------------------------|------------|------------------------|
| Peso specifico terreno | γ_t | 18.0 kN/m ³ |
| angolo d'attrito terreno | ϕ | 25.0 [°] |
| coesione efficace terreno | c' | 2.0 kN/m ² |
| coesione non drenata terreno | c_u | 70.0 kN/m ² |

I parametri geotecnici del rinterro e del terreno di rinfianco sono i seguenti:

| | | | | |
|--|--------------------|------------|------------------------|-------------|
| Peso specifico rinterro | FERROVIARIO | γ_t | 20.0 kN/m ³ | |
| angolo di attrito rinterro | | ϕ' | 38.0 [°] | 0.663 [rad] |
| coesione rinterro | | c_u | 0.0 kN/m ² | |
| Peso specifico terreno di rinfianco | | γ_t | 20.0 kN/m ³ | |
| angolo di attrito terreno di rinfianco | | ϕ' | 38.0 [°] | 0.663 [rad] |
| coesione terreno di rinfianco | | c_u | 0.0 kN/m ² | |

FALDA

| | | |
|----------------------|------------|-------------------------|
| Quota falda dal p.c. | q_w | 9.00 m |
| Peso specifico | γ_w | 10.00 kN/m ³ |

3.6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

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:

$$s = B \cdot ct \cdot (q - \sigma_v0) \cdot (1 - \nu^2) / E'_{op}$$

dove:

- s = cedimento elastico totale;
- B = lato minore della fondazione;
- ct = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione):

$$ct = 0.853 + 0.534 \ln(L / B) \text{ rettangolare con } L / B \leq 10$$

$$ct = 2 + 0.0089 (L / B) \text{ rettangolare con } L / B > 10$$

- q = pressione media agente sul terreno;
- σ_v0 = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;
- E'_{op} = modulo elastico operativo del terreno sottostante.

Il valore della costante di sottofondo kw è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

$$kw = E'_{op} / [(1 - \nu^2) \cdot B \cdot ct]$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, avendo considerato per E'_{op} il valore minimo tra quelli indicati per l'Unità Geotecnica in esame ed una dimensione longitudinale della fondazione ritenuta potenzialmente collaborante nella diffusione dei carichi:

| | |
|---------------------------------------|--|
| Unità stratigrafica | 1) L1 |
| Descrizione unità stratigrafica | Limo scarsa consistenza |
| Modulo elastico medio terreno | E'_{op} 17000 kN/m ² (il minore tra i valori proposti) |
| Coefficiente di Poisson medio terreno | ν 0.3 |
| Lato minore della fondazione | B 2.1 m |
| Lato maggiore della fondazione | L 16.9 m |
| Rapporto dei lati | L/B 8.0 |
| Coefficiente adimensionale | ct 1.967 |
| Costante di sottofondo | Kw 4523 kN/m ³ |

3.7. MODELLAZIONE ADOTTATA

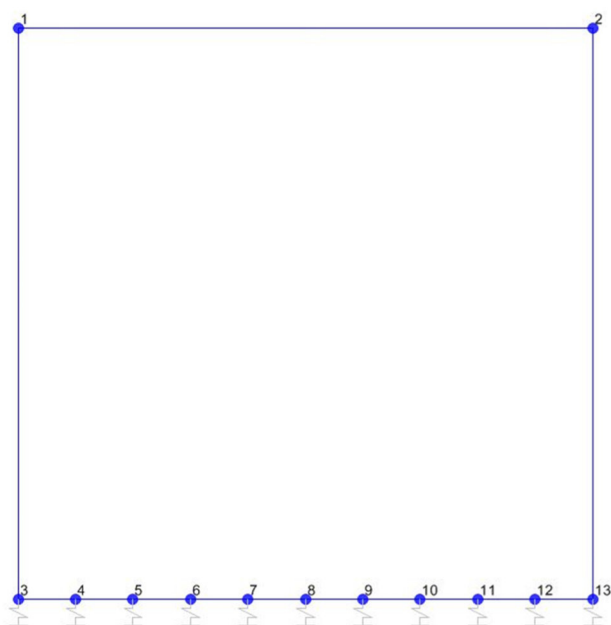
Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

| <i>asta</i> | <i>base</i> | <i>altezza</i> | <i>descrizione</i> |
|-------------|-------------|----------------|---------------------|
| Asta 1 | 100 cm | 40 cm | (soletta inferiore) |
| Aste 2, 4 | 100 cm | 30 cm | (Piedritti) |
| Asta 3 | 100 cm | 30 cm | (soletta superiore) |

Le caratteristiche geometriche del modello e le coordinate dei nodi sono le seguenti:

| | |
|-------------|--------|
| Linterasse | 1.80 m |
| Hinterasse | 1.85 m |
| N.nodi | 13 |
| N.nodi sup | 2 |
| N.nodi inf | 11 |
| N.spazi inf | 10 |



| <i>Nodo</i> | <i>X</i> | <i>Z</i> |
|-------------|----------|----------|
| 1 | 0.000 | 1.850 |
| 2 | 1.800 | 1.850 |
| 3 | 0.000 | 0.000 |
| 4 | 0.180 | 0.000 |
| 5 | 0.360 | 0.000 |
| 6 | 0.540 | 0.000 |
| 7 | 0.720 | 0.000 |
| 8 | 0.900 | 0.000 |
| 9 | 1.080 | 0.000 |
| 10 | 1.260 | 0.000 |
| 11 | 1.440 | 0.000 |
| 12 | 1.620 | 0.000 |
| 13 | 1.800 | 0.000 |

Figura 3. Numerazione nodi modello SAP

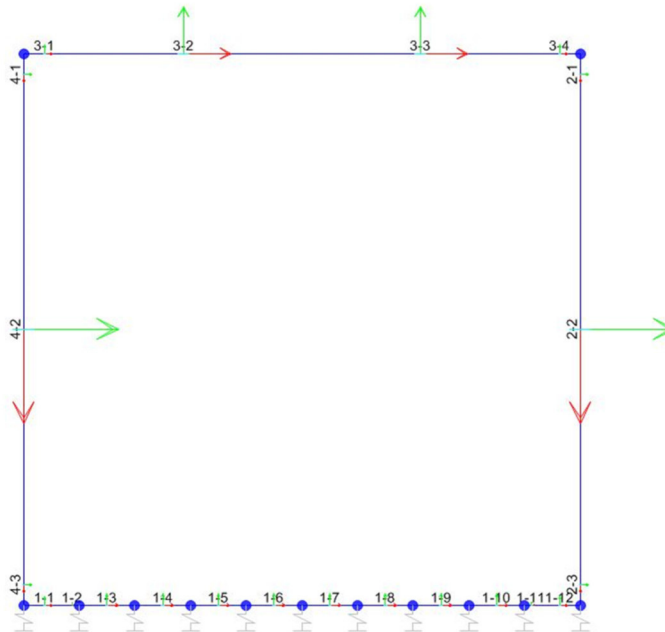


Figura 4: Individuazione elementi modello SAP

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura. Per la rigidità delle molle, nel caso in esame, si assume il valore del Modulo di reazione verticale desunto dai parametri della relazione geotecnica:

Rigidità molle nodali SAP

| | | |
|----------------------------|----------------------|-------------------------------|
| ks | | 4523 kN/m ³ |
| nodi centrali (6,7,8,9,10) | | |
| Linfl | | 0.180 m |
| Kcentrale | ks x Linfl x 1 | 814 kN/m |
| nodi intermedi (4,5,11,12) | | |
| Linfl | | 0.180 m |
| Kintermedio | 1,5 x ks x Linfl x 1 | 1221 kN/m |
| nodi estremità (3,13) | | |
| Linfl | | 0.240 m |
| Kestremità | 2,0 x ks x Linfl x 1 | 2171 kN/m |

3.8. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Il peso proprio delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

| | | | |
|------------------------------------|----------------|----------------------|---------------------------|
| Peso specifico calcestruzzo armato | γ_{cls} | 25 kN/m ³ | |
| peso singolo piedritto | P_p | 7.50 kN/m | $\gamma_{cls} \times S_p$ |
| peso soletta superiore | P_{ss} | 7.50 kN/m | $\gamma_{cls} \times S_s$ |
| peso fondazione | P_{sf} | 10.00 kN/m | $\gamma_{cls} \times S_f$ |

Permanenti portati (condizione PERM)

| | | | |
|---------------------------------------|------------|------------------------|-------------------------|
| peso specifico ballast | γ_b | 18 kN/m ³ | |
| altezza ballast | H_b | 0.80 m | |
| peso ballast | P_b | 14.40 kN/m | $\gamma_b \times H_b$ |
| peso specifico rinterro | γ_r | 20.0 kN/m ³ | |
| altezza rinterro | H_r | 0.90 m | |
| peso rinterro | P_r | 18.00 kN/m | $\gamma_r \times H_r$ |
| peso specifico massetto di protezione | γ_m | 24 kN/m ³ | |
| altezza massetto di protezione | H_m | 0.05 m | |
| peso massetto di protezione | P_m | 1.20 kN/m | $\gamma_m \times H_m$ |
| Permanente totale | G_{2p} | 33.60 kN/m | $P_b + P_r$ |
| Permanente nodi 1 e 2 | G_{2P} | 5.04 kN | $G_{2p} \times S_p / 2$ |

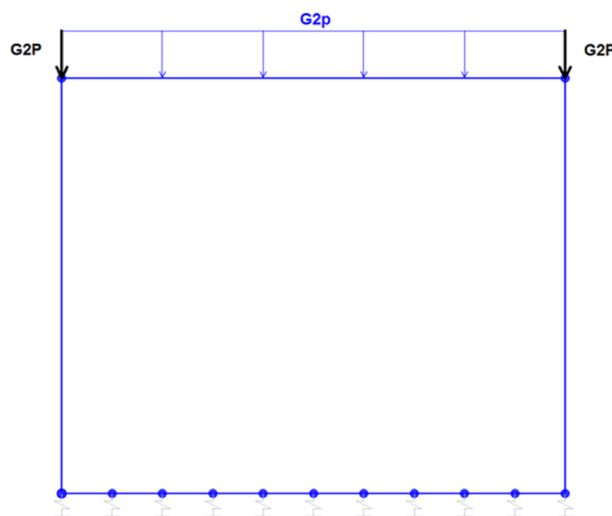


Figura 5. Condizione di carico PERM da SAP2000

Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

| | | | |
|--|----------------|--------------------------------|--|
| angolo di attrito rinterro | \varnothing' | 38.0 [°] | 0.663 [rad] |
| coefficiente spinta attiva k_a | k_a | 0.238 | $(1 - \text{sen}\varnothing) / (1 + \text{sen}\varnothing)$ |
| coefficiente spinta riposo k_o | k_o | 0.384 | $(1 - \text{sen}\varnothing)$ |
| coefficiente spinta passiva k_p | k_p | 4.204 | $(1 + \text{sen}\varnothing) / (1 - \text{sen}\varnothing)$ |
| Pressione estradosso soletta superiore | P1 | 12.91 kN/m ² | $k_o \times (P_b + P_r + P_m)$ |
| Pressione asse soletta superiore | P2 | 14.07 kN/m ² | $k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times S_s / 2)$ |
| Pressione asse soletta inferiore | P3 | 28.29 kN/m ² | $k_o \times [P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times (S_s + H_{int} + S_f / 2)]$ |
| Pressione intradosso soletta inferiore | P4 | 29.82 kN/m ² | $k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times H_{tot})$ |
| Forza concentrata asse soletta superiore | F1 | 2.02 kN/m | $(P1 + P2) / 2 \times S_s / 2$ |
| Forza concentrata asse soletta inferiore | F2 | 5.81 kN/m | $(P3 + P4) / 2 \times S_f / 2$ |

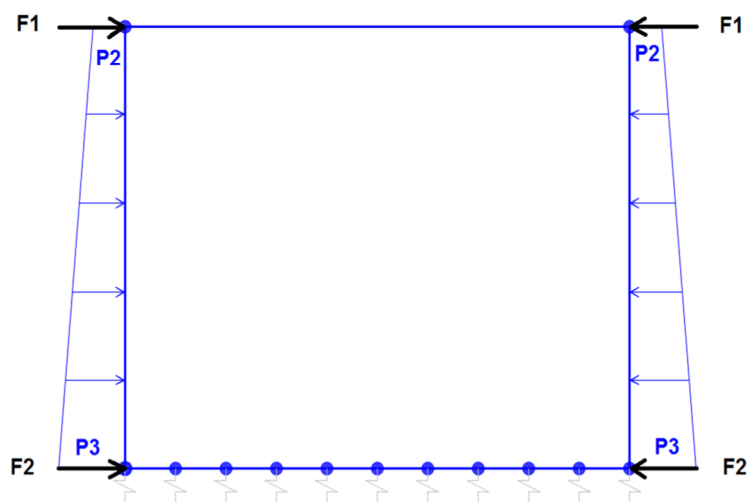


Figura 6. Condizione di carico SPTDX-SPTSX da SAP2000

I carichi concentrati nei nodi 1 e 3 (per la SPTSX) oppure 2 e 13 (per la SPTDX) rappresentano la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Le due condizioni di carico SPTDX e SPTSX vengono applicate al modello con il loro valore al 100% (come visibile in figura 6 sopra). Lo sbilanciamento di tali condizioni (100% SPTSX e 60% SPTSX) viene tenuto in conto tramite opportuni coefficienti di combinazione, come è visibile in seguito al paragrafo § 5 - "Combinazioni di Carico" - del presente elaborato.

Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera risulta più sfavorevole il carico dovuto al treno LM 71 rispetto al carico dovuto al treno SW/2.

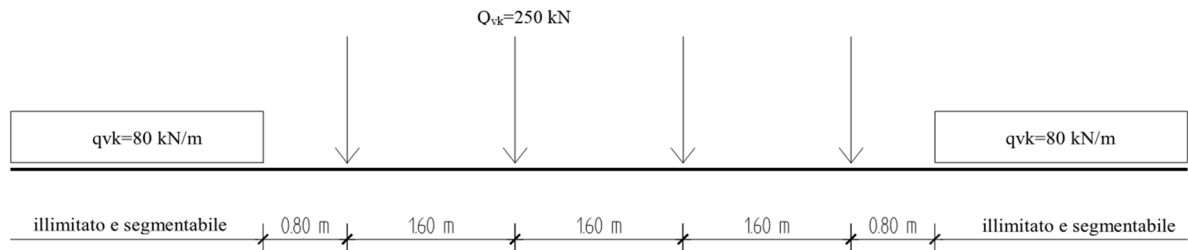


Figura 7. Treno LM71

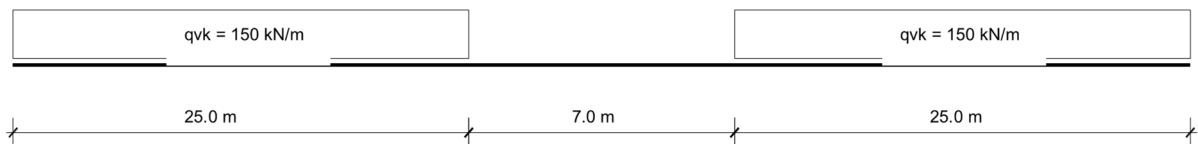


Figura 8. Treno SW/2

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si fa riferimento al paragrafo 1.4.2 “effetti dinamici” delle istruzioni per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari.

poiché risulta:

$H_{int} < 5 \text{ m}$

$L_{int} < 8 \text{ m}$

Si ottiene considerando un ridotto standar manutentivo $\Phi_3 = 1.35$. In accordo al §5.2.2.2.3 NTC18 tale coefficiente dinamico nei casi di scatolari, con o senza solettone, aventi copertura $h > 1,0$ può essere ridotto nella

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

dove h , in metri, è l’altezza della copertura dall’estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse [Hric]. Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2,50 m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.

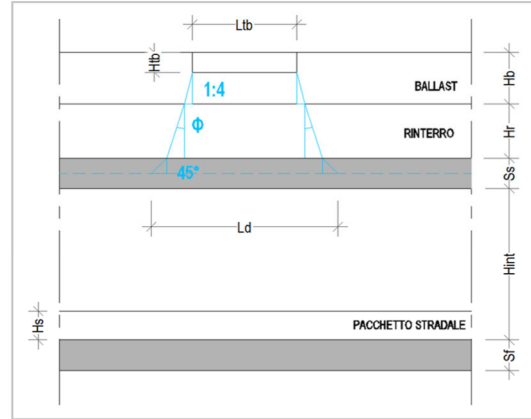


Figura 9. Schema modalità di diffusione dei carichi ferroviari

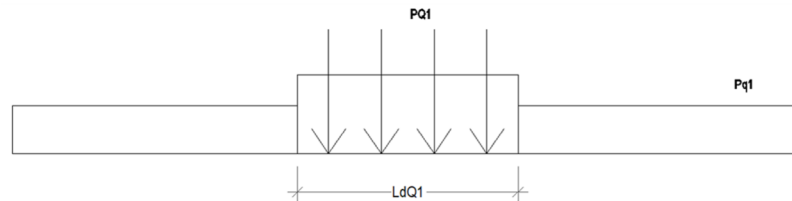


Figura 10. Carichi Treno LM71 su Ld

Sia per il calcolo delle sollecitazioni massime in mezzeria della soletta superiore che per quelle massime all'incastro con i piedritti di detta soletta, il carico dovuto al treno LM71 viene distribuito per tutta la larghezza $LdQ1$ del treno di carico.

Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)

| | | | |
|--|------------|--------------------------------|--|
| Incremento dinamico | $\Phi 3^*$ | 1.35 | <i>* valido per $Hint < 5m$, $Lint < 8m$</i> |
| Incremento dinamico con ricopimento | $\Phi 3$ | 1.28 | <i>$\Phi 3 = 1$ per $Hric > 2,5m$</i> |
| Lunghezza caratteristica | $L\phi$ | 1.50 m | <i>tab. 5.2.II - NTC2018</i> |
| Coefficiente di adattamento | α | 1.10 | |
| Larghezza di diffusione nel ballast | Ldb | 0.20 m | <i>Diffusione 1:4 nel ballast</i> |
| Larghezza di diffusione nel rinterro | Ldr | 1.41 m | <i>Diffusione secondo angolo attrito</i> |
| Larghezza di diffusione nel cls | Ldc | 0.30 m | <i>Diffusione 45° nel cls</i> |
| Larghezza trasv. di diffusione del carico | Ld | 4.31 m | <i>$Ltb + Ldb + Ldr + Ldc$</i> |
| Carico distribuito per treno LM71 | $q1$ | 80.00 kN/m | |
| Carico concentrato per treno LM71 | $Q1$ | 250.00 kN | |
| N° carichi concentrati per treno LM71 | $NQ1$ | 4 | |
| Larghezza applicazione carichi conc. Q1 | $LaQ1$ | 6.40 m | |
| Larghezza distribuzione carichi conc. Q1 | $LdQ1$ | 6.40 m | |
| Carico ripartito verticale per LM71 ($q1$) | $Pq1$ | 26.16 kN/m ² | <i>$q1 \times \Phi 3 \times \alpha / Ld$</i> |
| Carico ripartito verticale per LM71 ($Q1$) | $PQ1$ | 51.09 kN/m ² | <i>$Q1 \times NQ1 \times \Phi 3 \times \alpha / (Ld \times LdQ1)$</i> |

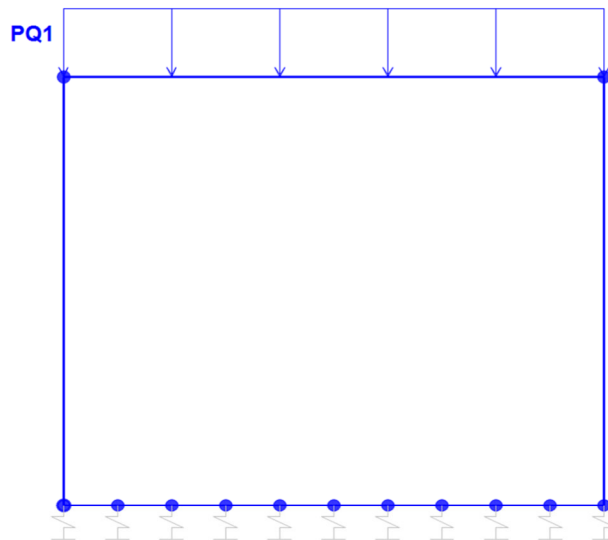


Figura 11. Condizione di carico ACCM da SAP2000

Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizioni SPACCSX e SPACCDX)

| | | | |
|---------------------------------------|--------|-------------------------|--|
| Carico distribuito per treno LM71 | Sq1 | 7.85 kN/m ² | $(q1 \times \alpha / Ld) \times Ko$ |
| Carico concentrato per treno LM71 | SQ1 | 15.34 kN/m ² | $Q1 \times NQ1 \times \alpha / (Ld \times LdQ1) \times Ko$ |
| Spinta semispessore soletta superiore | Fq1sup | 2.30 kN/m | $SPQ1 \times SPs / 2$ |
| spinta semispessore soletta inferiore | Fq1inf | 3.07 kN/m | $SPQ1 \times SPi / 2$ |

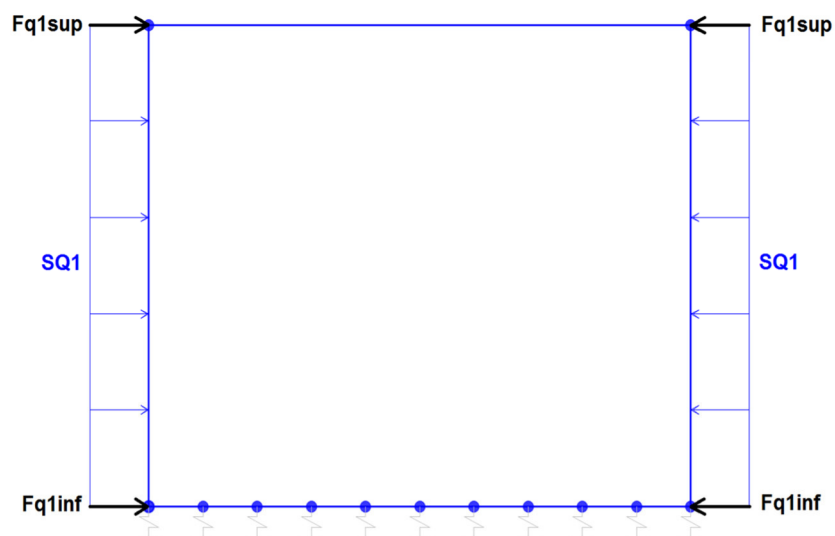


Figura 12. Condizione di carico SPACCSX e SPACCDX da SAP2000

Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento e frenatura LM71

A_v 33.00 kN/m

Avviamento e frenatura LM71 distribuiti

q_{Av} 7.66 kN/m A_v / L_d

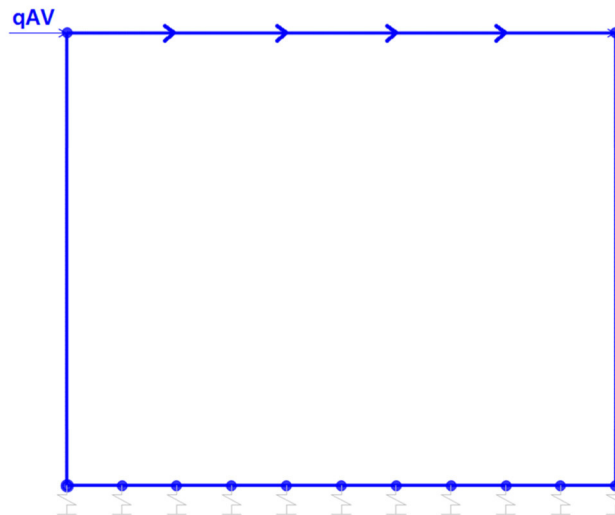


Figura 13. Condizione di carico AVV da SAP2000

Azioni termiche (condizione TERM)

Alla soletta superiore si applica una variazione termica uniforme pari a $\Delta t = \pm 15^\circ\text{C}$ ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a $\Delta t = \pm 5^\circ\text{C}$.

Variazione termica uniforme

ΔT_{unif} +15.00 $^\circ$ Sulla soletta superiore

Variazione termica differenziale

ΔT_{diff} +5.00 $^\circ$ Sulla soletta superiore

Gradiente +16.67 $^\circ/\text{m}$ $\Delta T_{diff} / S_s$

Ritiro igrometrico (condizione RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell’EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M. 17-01-2018.

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

Variazione termica uniforme equivalente

ΔT_{ritiro} -[11.29 $^\circ$] Sulla soletta superiore

CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE

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

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

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

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 ed una classe d'uso C_U ; segue un periodo di riferimento $V_R = V_N * C_U$.

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 ad a_g , il cui valore è di seguito riportato, come desunto anche dalla relazione geotecnica.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima per la determinazione delle forze di inerzia può essere valutata con la relazione:

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

Le forze di inerzia sullo **scatolare** (masse di peso proprio soletta superiore e piedritti, rinterro e ballast, 20% treno di carico,...) sono pari alle masse moltiplicate per k_h e k_v ove: $k_h = \beta M x S x a_g / g$ e $k_v = k_h / 2$. Essendo lo scatolare non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, $\beta M = 1$.

| | | |
|---|----------|------------|
| vita nominale | V_N | 75 anni |
| classe d'uso | CL | III |
| coefficiente d'uso | C_U | 1.50 |
| vita di riferimento = $C_U * V_N$ | V_R | 112.5 anni |
| probabilità di superamento nel periodo di riferimento | P_{VR} | 10% |
| periodo di ritorno del sisma | T_R | 1068 anni |

Spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

Coordinate del sito in oggetto:

Latitudine

40.64035

Longitudine

14.87364

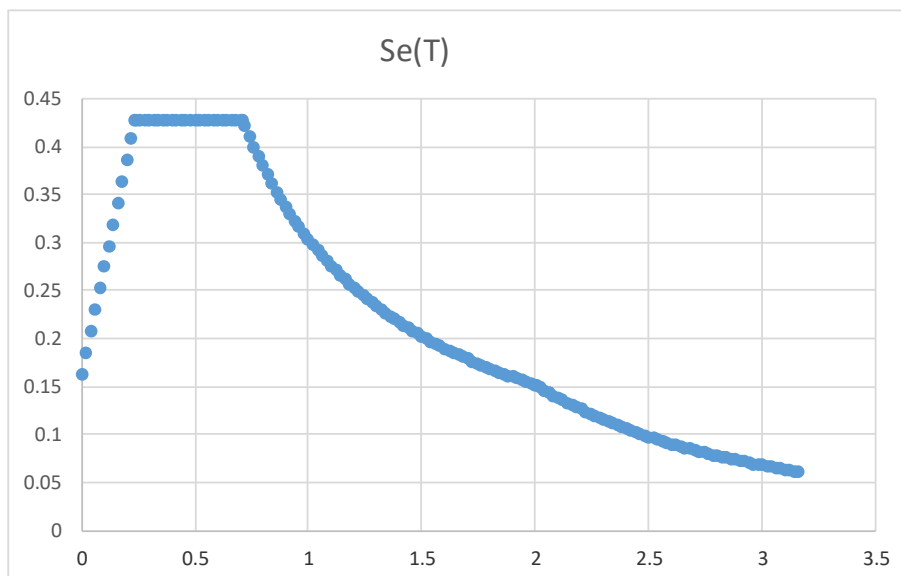
Parametri sismici di progetto

| | | |
|---|----------------|-----------|
| accelerazione massima orizzontale al bedrock | ago | 0.102 g |
| fattore amplificazione massima spettro accelerazione | Fo | 2.616 sec |
| periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz. | T*c | 0.449 |
| categoria sottosuolo | | E |
| categoria topografica | | T1 |
| amplificazione topografica | S _T | 1.000 |
| smorzamento viscoso convenzionale | ξ | 5% |
| fattore di correzione per $\xi <> 5\%$ | η | 1.000 |

| Tab.3.2.V | S _S | C _C | S _S | C _C |
|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| A | 1.00 | 1.00 | | |
| B | 1.20 | 1.29 | | |
| C | 1.50 | 1.37 | | |
| D | 1.80 | 1.87 | | |
| E | 1.60 | 1.58 | 1.60 | 1.58 |

| | | |
|---|----------------|----------------|
| coefficiente amplificazione stratigrafica | S _S | 1.600 |
| coefficiente di amplificazione | S | 1.600 |
| coefficiente categoria sottosuolo | C _C | 1.584 |
| periodo inizio tratto a accelerazione costante = T _c / 3 | T _B | 0.237 sec |
| periodo inizio tratto a velocità costante = C _c * T*c | T _C | 0.711 sec |
| periodo inizio tratto a spostamento costante = 4 * ag/g + 1,6 | T _D | 2.008 sec |
| accelerazione massima orizzontale al suolo = S _s x S _t x ag/g | ago,max | 0.163 g |

SPETTRO ORIZZONTALE ELASTICO SLV



Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo scatolare

| | | |
|---|-------------------------------|-----------------------------|
| Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito | β | 1.000 |
| $a_o = k_h = a_{g,max} = S \times a_g/g$ | valore $PGA \times$ scatolare | $a_o = k_h$ 0.1632 g |
| $a_v = k_v = k_h / 2$ | valore $PGA \times$ scatolare | $a_v = k_v$ 0.0816 g |

Forze di inerzia (condizione SismaH)

| | | |
|--|----------|---|
| Forza di inerzia treno di carico - (%) | % | 20% |
| Forza orizzontale sulla soletta di copertura | F''_h | 8.18 kN/m $(P_{ss}+P_b+P_r+\%P_{Q1}) \times k_b$ |
| Forza orizzontale su singolo piedritto | F'''_h | 1.22 kN/m² $P_p \times k_b$ |

Forze di inerzia (condizione SismaV)

| | | |
|--|---------|---|
| Forza di inerzia treno di carico - (%) | % | 20% |
| Forza verticale sulla soletta di copertura | F''_v | 4.09 kN/m² $(P_{ss}+P_b+P_r+\%P_{Q1}) \times k_v$ |

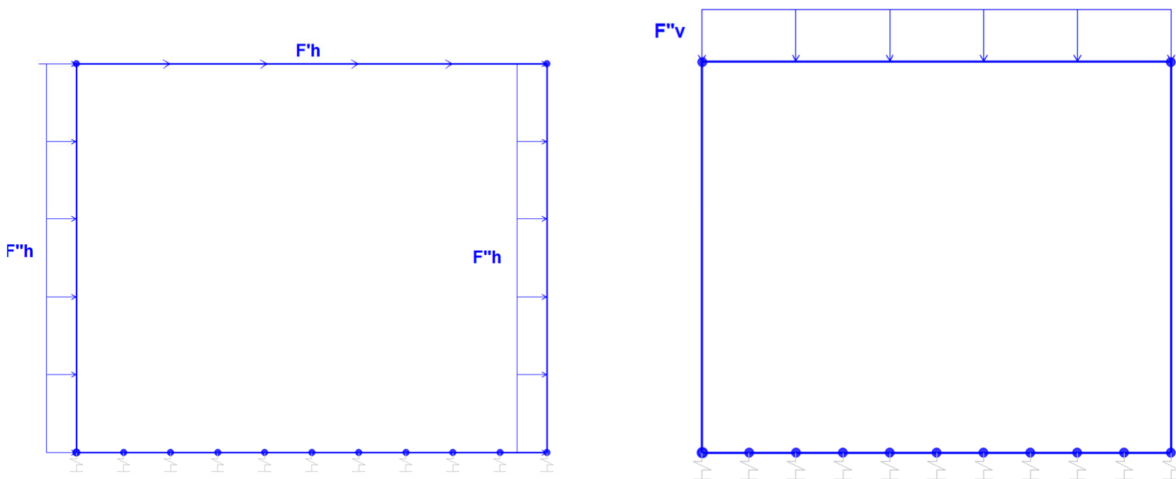


Figura 14. Condizione di carico SismaH e SismaV da SAP2000

Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSPDX e SPSSX)

| | | |
|---|------------|--|
| Forza distribuita su uno solo dei piedritti | qW | 14.33 kN/m² $(\%P_{Q1}+G_2p+\gamma_r \times H_{tot}) \times (a_{g,max})$ |
| Forza concentrata nodo superiore piedritto | QW_{sup} | 2.15 kN $qW \times S_s / 2$ |
| Forza concentrata nodo inferiore piedritto | QW_{inf} | 2.87 kN $qW \times S_f / 2$ |

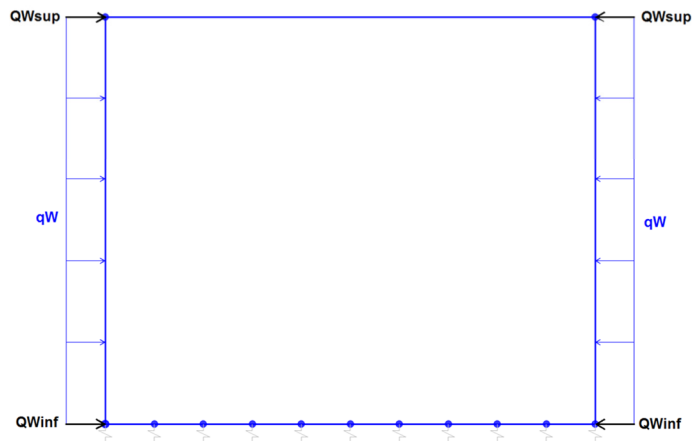
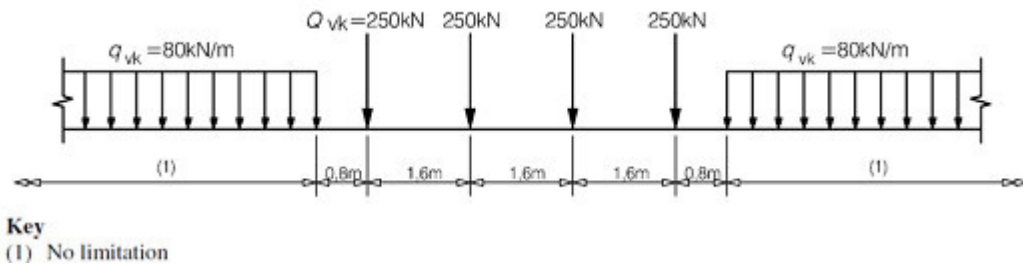


Figura 15. Condizione di carico SPSPDX e SPSSX da SAP2000

4. VERIFICA REQUISITI S.T.I.

Di seguito si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilita con cui si da evidenza che l'opera in esame è idonea a sostenere tale carico.

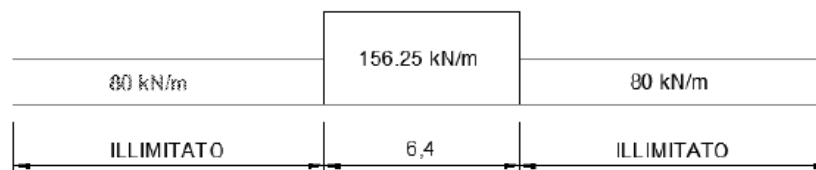
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



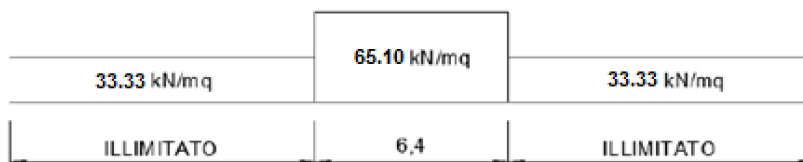
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando che la distribuzione trasversale dei carichi è su una larghezza massima di 3 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si utilizza una larghezza di progetto pari a 2,40 m in quanto risulta cautelativo rispetto a quanto previsto dalla norma sopra citata. Si ricava, quindi, il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:

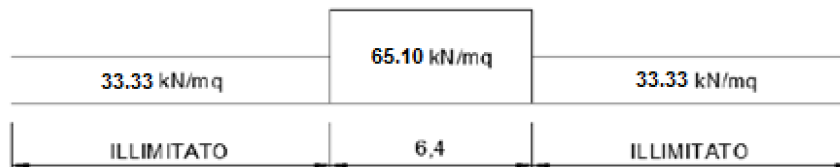


A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11
Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

| Tipo di traffico | Valore minimo del fattore alfa (α) |
|------------------|---|
| P1, P2, P3, P4 | 1,0 |
| P5 | 0,91 |
| P6 | 0,83 |
| P1520 | Punto in sospenso |
| P1600 | 1,1 |
| F1, F2, F3 | 1,0 |
| F4 | 0,91 |
| F1520 | Punto in sospenso |
| F1600 | 1,1 |

Nel caso in esame, il coefficiente α è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P4 per il traffico passeggeri ed F2 per il traffico merci per cui alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



In conclusione nell'opera in oggetto la ripartizione del carico a quota del piano di regolamento è stata effettuata considerando una distribuzione in senso trasversale secondo una pendenza di 1 a 4 all'interno del ballast per cui risulta:

$$L_d = 2.4 + 0.40 / 4 * 2 = 2.60 \text{ m}$$

anziché:

$$L_d = 3.0 + 0.40 / 4 * 2 = 3.20 \text{ m}$$

come previsto dalla EN 1991 – 2:2003/AC:2010 che risulterebbe meno gravoso.

Longitudinalmente invece i carichi assiali sono stati distribuiti uniformemente su 6.4 m.

A tali carichi è stato applicato un coefficiente α pari a 1.1 come indicato nel manuale di progettazione per cui in definitiva il carico considerato a quota della piattaforma ferroviaria è pari a:

- $q_1 = 4 * 250 / 6.4 / 2.60 = 60.10 \text{ kN/m}^2$
- $q_2 = 80 / 2.60 = 30.77 \text{ kN/m}^2$

a vantaggio di sicurezza rispetto ai carichi calcolati con riferimento alle STI.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV del DM 17/01/2018 di seguito riportata, In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

| Numero di binari | Binari Carichi | Traffico normale | | Traffico pesante ⁽²⁾ |
|------------------|----------------|-----------------------|-----------------------|---------------------------------|
| | | caso a ⁽¹⁾ | caso b ⁽¹⁾ | |
| 1 | Primo | 1,0 (LM 71"++SW/0) | - | 1,0 SW/2 |
| | Primo | 1,0 (LM 71"++SW/0) | - | 1,0 SW/2 |
| 2 | secondo | 1,0 (LM 71"++SW/0) | - | 1,0 (LM 71"++SW/0) |
| | Primo | 1,0 (LM 71"++SW/0) | 0,75 (LM 71"++SW/0) | 1,0 SW/2 |
| ≥ 3 | secondo | 1,0 (LM 71"++SW/0) | 0,75 (LM 71"++SW/0) | 1,0 (LM 71"++SW/0) |
| | Altri | - | 0,75 (LM 71"++SW/0) | - |

⁽¹⁾ LM71 "++" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

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

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

In fase di combinazione, ai fini delle verifiche degli SLU e SLE per la verifica delle tensioni, si sono considerati i soli Gruppo 1 e 3, mentre per la verifica a fessurazione è stato utilizzato il Gruppo 4. Nella tabella 5.2.III vengono riportati i carichi da utilizzare in caso di impalcati con due, tre o più binari caricati. I Gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come Q_{ki} . I coefficienti di amplificazione dei carichi g e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

| Coefficiente | | | EQU ⁽¹⁾ | A1 | A2 |
|---|-------------|----------------|---------------------|---------------------|------|
| Azioni permanenti | favorevoli | γ_{G1} | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,10 | 1,35 | 1,00 |
| Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ | favorevoli | γ_{G2} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Ballast ⁽³⁾ | favorevoli | γ_B | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾ | favorevoli | γ_Q | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,45 | 1,45 | 1,25 |
| Azioni variabili | favorevoli | γ_{Qi} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Precompressione | favorevole | γ_P | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevole | | 1,00 ⁽⁵⁾ | 1,00 ⁽⁶⁾ | 1,00 |
| Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente | favorevole | γ_{Ced} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevole | | 1,20 | 1,20 | 1,00 |

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota 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 g_r della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

| Azioni | | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|------------------|---|---------------------|---------------------|----------|
| Azioni singole | Carico sul rilevato a tergo delle spalle | 0,80 | 0,50 | 0,0 |
| da traffico | Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli | 0,80 | 0,50 | 0,0 |
| | g_{r1} | 0,80 ⁽¹⁾ | 0,80 ⁽¹⁾ | 0,0 |
| Gruppi di carico | g_{r2} | 0,80 ⁽²⁾ | 0,80 ⁽¹⁾ | - |
| | g_{r3} | 0,80 ⁽²⁾ | 0,80 ⁽¹⁾ | 0,0 |
| | g_{r4} | 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 |

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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

| | |
|---|----------|
| Peso proprio | DEAD |
| Carichi permanenti | PERM |
| Spinta del terreno sulla parete sinistra | SPTSX |
| Spinta del terreno sulla parete destra | SPTDX |
| Carico Accidentale LM71 | ACCM |
| Spinta del carico acc. (LM71) sulla parete Sx | SPACCSX |
| Spinta del carico acc. (LM71) Sulla parete Dx | SPACCDX |
| Avviamento e frenatura | AVV |
| Variazione termica sulla soletta superiore | ENV_TERM |
| Ritiro | RITIRO |
| Azione sismica orizzontale | Sisma H |
| Azione sismica Verticale | Sisma V |
| Incremento sismico della spinta sul terreno | SPSDX/SX |

La 4 condizioni di carico termiche:

$$\Delta T_{\text{uniforme}} = \pm 15^{\circ}$$

$$\Delta T_{\text{differenziale}} = \pm 5^{\circ}$$

e le loro 4 combinazioni sono state preventivamente involuppate nella condizione ENV_TERM, la quale viene impiegata nelle successive combinazioni di carico per massimizzare gli effetti termici.

Si riportano di seguito le combinazioni allo SLU di carico ritenute più significative in base all'esperienza.

Combinazione fondamentale:

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

Nelle tabelle seguenti sono riportate le combinazioni di carico SLU, SLV e SLE utilizzate. Nelle combinazioni si tiene conto sia della spinta delle terre SPTSX al 100% e SPTDX al 100% che del loro sbilanciamento con SPTSX al 100% e SPTDX al 60%, sbilanciamento concorde con il verso di AVV e SISMAH per massimizzare le caratteristiche di sollecitazione. Lo sbilanciamento è tenuto in conto nelle combinazioni tramite i coefficienti evidenziati in rosso, corrispondenti ai coefficienti della spinta SPTDX moltiplicati per il coefficiente di combinazione 0,60.

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)

| | 1slu | 2slu | 3slu | 4slu | 5slu | 6slu | 7slu | 8slu | 9slu | 10slu | 11slu | 12slu | 13slu |
|----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|
| DEAD | 135 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 |
| PERM | 135 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 |
| SPTSX | 1 | 1 | 1 | 1 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 |
| SPTDX | 1 | 1 | 1 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACCM | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0 | 1.45 | 0 | 1.45 | 1.45 | 1.16 | 1.16 | 1.015 |
| SPACCSX | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 0 | 0 |
| SPACCDX | 135 | 0 | 0 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0 | 1.16 | 1.16 | 1.015 |
| AVV | 135 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0 | 1.45 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.45 |
| ENV_TERM | 0 | -0.9 | 0 | 0 | 0 | 0 | -0.9 | 0 | 0.9 | -0.9 | -1.5 | 1.5 | 0.9 |
| RITIRO | 0 | 1.2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.2 |

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)

| | 14slu | 15slu | 16slu | 17slu | 18slu | 19slu | 20slu | 21slu | 22slu | 23slu | 24slu | 25slu | 26slu |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| DEAD | 135 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 |
| PERM | 135 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 |
| SPTSX | 1 | 1 | 1 | 1 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 |
| SPTDX | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.81 | 0.81 | 0.81 | 0.81 | 0.81 | 0.81 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 |
| ACCM | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0 | 1.45 | 0 | 1.45 | 1.45 | 1.16 | 1.16 | 1.015 |
| SPACCSX | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 0 | 0 |
| SPACCDX | 135 | 0 | 0 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0 | 1.16 | 1.16 | 1.015 |
| AVV | 135 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0 | 1.45 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.45 |
| ENV_TERM | 0 | -0.9 | 0 | 0 | 0 | 0 | -0.9 | 0 | 0.9 | -0.9 | -1.5 | 1.5 | 0.9 |
| RITIRO | 0 | 1.2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.2 |

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:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

| Combinazioni di Carico Sismiche SLV | | | | | | | | |
|-------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | sh1 | sh2 | sh3 | sh4 | sv1 | sv2 | sv3 | sv4 |
| DEAD | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SPTSX | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SPTDX | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| ACCM | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| SPACCSX | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SPACCDX | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| AVV | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| ENV_TERM | -0.5 | -0.5 | -0.5 | -0.5 | -0.5 | -0.5 | -0.5 | -0.5 |
| RITIRO | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Sisma H | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 |
| Sisma V | 0.3 | -0.3 | 0.3 | -0.3 | -1 | 1 | -1 | 1 |
| SPSDX | 0 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0.3 | 0.3 |
| SPSSX | 1 | 1 | 0 | 0 | 0.3 | 0.3 | 0 | 0 |

| Combinazioni di Carico Sismiche SLV | | | | | | | | |
|-------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | sh5 | sh6 | sh7 | sh8 | sv5 | sv6 | sv7 | sv8 |
| DEAD | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SPTSX | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SPTDX | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 |
| ACCM | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| SPACCSX | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SPACCDX | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| AVV | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| ENV_TERM | -0.5 | -0.5 | -0.5 | -0.5 | -0.5 | -0.5 | -0.5 | -0.5 |
| RITIRO | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Sisma H | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 |
| Sisma V | 0.3 | -0.3 | 0.3 | -0.3 | -1 | 1 | -1 | 1 |
| SPSDX | 0 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0.3 | 0.3 |
| SPSSX | 1 | 1 | 0 | 0 | 0.3 | 0.3 | 0 | 0 |

Le combinazioni sismiche vanno eseguite in entrambe le direzioni pertanto le combinazioni SH vanno ripetute per Sisma H = -1 e le combinazioni SV per Sisma V=-0.3.

Si riportano infine, le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio SLE ritenute più significative.

Combinazione rara

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

| Combinazioni di carico SLE | | | | | | |
|----------------------------|------|------|------|------|------|------|
| | 1sle | 2sle | 3sle | 4sle | 5sle | 6sle |
| DEAD | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SPTSX | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SPTDX | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.48 | 0.48 | 0.48 |
| ACCM | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| SPACCSX | 0.8 | 0.8 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0 |
| SPACCDX | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| AVV | -0.8 | 0.8 | -0.8 | -0.8 | 0.8 | -0.8 |
| ENV_TERM | -0.6 | 0.6 | -0.6 | -0.6 | 0.6 | -0.6 |
| RITIRO | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 1 |

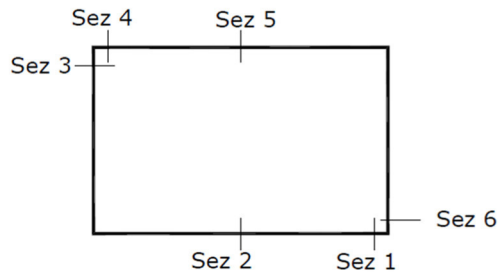
Oltre alle verifiche agli stati limite ultimi di tipo strutturale, sono prese in considerazione anche le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) di cui alle NTC2018, relative a condizioni di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

6. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

.6.1. Inviluppo SLU/SLV

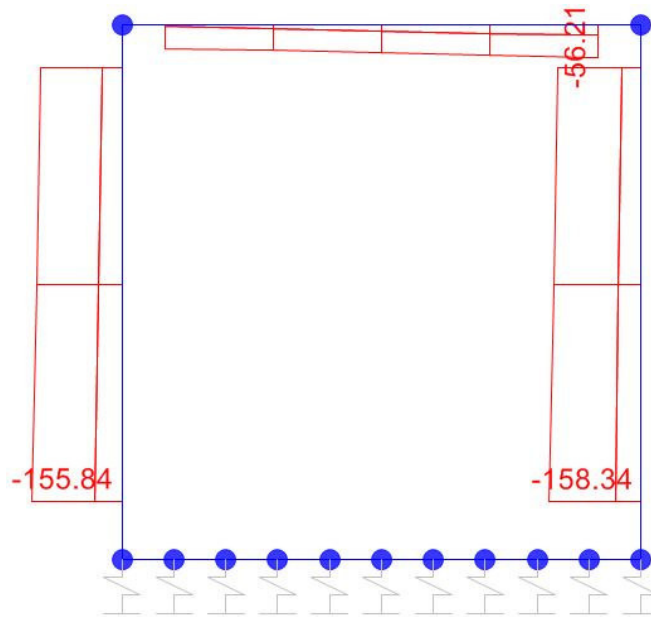
| USCITA SAP - INVILUPPO SLU SLV | | | | | | | |
|--------------------------------|---------|------------------|-------------|----------|-----|--------|-------|
| Text | m | Text | Text | Text | KN | KN | KN-m |
| Frame | Station | OutputCase | CaseType | StepType | P | V2 | M3 |
| 1 | 0.15 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 108.5 | 35.5 |
| 1 | 0.18 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 108.9 | 32.2 |
| 1 | 0.18 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 90.5 | 32.2 |
| 1 | 0.36 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 92.9 | 17.7 |
| 1 | 0.36 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 71.8 | 17.7 |
| 1 | 0.54 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 74.2 | 9.4 |
| 1 | 0.54 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 58.3 | 9.4 |
| 1 | 0.72 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 60.7 | 1.6 |
| 1 | 0.72 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 43.0 | 1.6 |
| 1 | 0.90 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 45.4 | -4.1 |
| 1 | 0.90 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 29.8 | -4.1 |
| 1 | 1.08 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 31.6 | 1.5 |
| 1 | 1.08 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 20.9 | 1.5 |
| 1 | 1.26 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 22.7 | 8.0 |
| 1 | 1.26 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 10.0 | 8.0 |
| 1 | 1.44 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | 11.8 | 15.1 |
| 1 | 1.44 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | -10.0 | 15.1 |
| 1 | 1.62 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | -8.2 | 28.8 |
| 1 | 1.62 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | -32.8 | 28.8 |
| 1 | 1.65 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0.0 | -32.5 | 32.0 |
| 1 | 0.15 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | 27.4 | -17.4 |
| 1 | 0.18 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | 27.7 | -20.1 |
| 1 | 0.18 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | 7.1 | -20.1 |
| 1 | 0.36 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | 8.9 | -29.5 |
| 1 | 0.36 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -9.6 | -29.5 |
| 1 | 0.54 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -7.8 | -34.4 |
| 1 | 0.54 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -18.6 | -34.4 |
| 1 | 0.72 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -16.8 | -36.8 |
| 1 | 0.72 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -26.2 | -36.8 |
| 1 | 0.90 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -24.4 | -37.6 |
| 1 | 0.90 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -38.1 | -37.6 |
| 1 | 1.08 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -35.7 | -36.6 |
| 1 | 1.08 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -53.8 | -36.6 |
| 1 | 1.26 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -51.3 | -36.5 |
| 1 | 1.26 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -68.0 | -36.5 |
| 1 | 1.44 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -65.5 | -34.3 |
| 1 | 1.44 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -88.4 | -34.3 |
| 1 | 1.62 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -85.9 | -25.7 |
| 1 | 1.62 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -106.6 | -25.7 |
| 1 | 1.65 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0.0 | -106.2 | -23.1 |

| | | | | | | | |
|---|------|------------------|-------------|-----|--------|--------|-------|
| 2 | 0.15 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -32.7 | -9.3 | 1.9 |
| 2 | 0.90 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -38.3 | 19.0 | 5.7 |
| 2 | 1.65 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -44.0 | 59.8 | 14.8 |
| 2 | 0.15 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -143.2 | -45.5 | -32.6 |
| 2 | 0.90 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -150.8 | -27.1 | -12.0 |
| 2 | 1.65 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -158.3 | -16.4 | -34.6 |
| 3 | 0.15 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -2.2 | -21.8 | 11.1 |
| 3 | 0.53 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -6.3 | -3.1 | 35.0 |
| 3 | 0.90 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -10.5 | 15.7 | 40.0 |
| 3 | 1.28 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -14.7 | 63.4 | 31.9 |
| 3 | 1.65 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -17.1 | 113.9 | 7.5 |
| 3 | 0.15 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -42.3 | -111.4 | -18.1 |
| 3 | 0.53 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -43.7 | -60.9 | -1.4 |
| 3 | 0.90 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -47.9 | -10.4 | 5.4 |
| 3 | 1.28 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -52.0 | 5.0 | -3.3 |
| 3 | 1.65 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -56.2 | 20.4 | -19.9 |
| 4 | 0.15 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -35.5 | 37.2 | 30.6 |
| 4 | 0.90 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -41.1 | 23.6 | 11.7 |
| 4 | 1.65 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -46.8 | 5.7 | 37.8 |
| 4 | 0.15 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -140.7 | -3.7 | -6.5 |
| 4 | 0.90 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -148.2 | -22.5 | -2.5 |
| 4 | 1.65 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -155.8 | -63.4 | -8.0 |

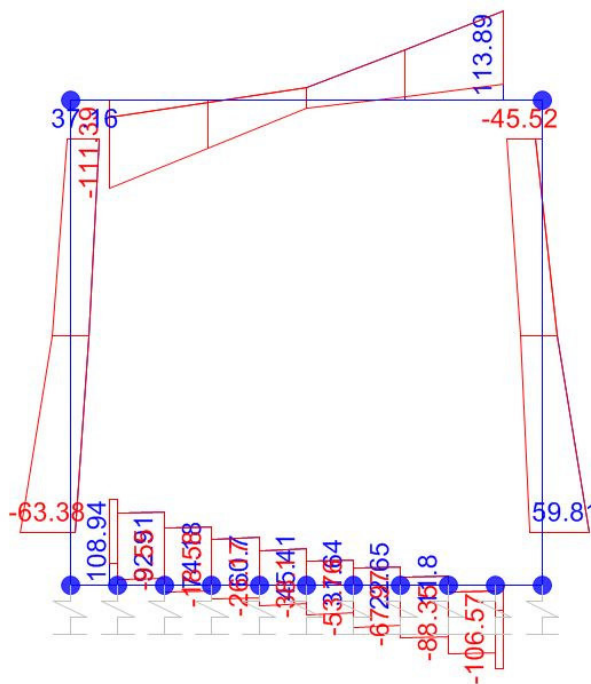


| SEZIONE | P | V2 | M3 |
|---------|-------|-------|------|
| 01 | 0.0 | 108.9 | 35.5 |
| 02 | 0.0 | 0.0 | 37.6 |
| 03 | -32.7 | 63.4 | 32.6 |
| 04 | 0.0 | 113.9 | 19.9 |
| 05 | 0.0 | 0.0 | 40.0 |
| 06 | -44.0 | 63.4 | 37.8 |

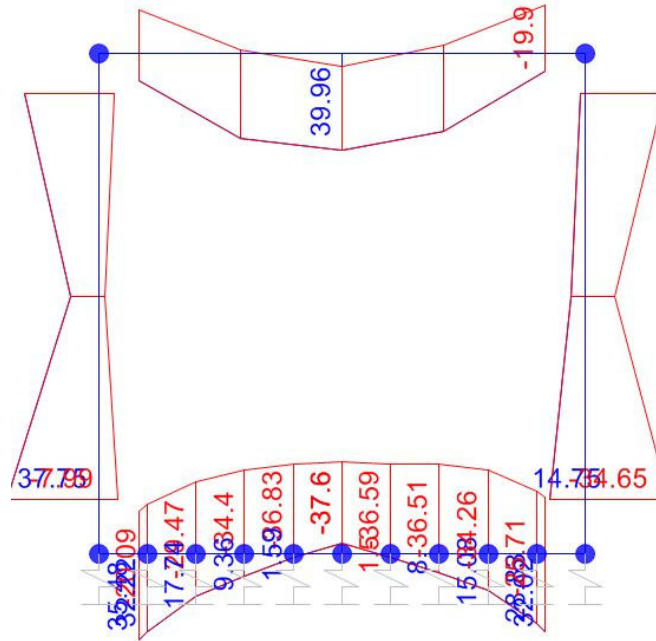
Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU/SLV



Sforzo normale



Taglio



Momento Flettente

I valori V e M dei diagrammi corrispondono a quelli riportati nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

.6.2. Inviluppo SLE (rara)

| USCITA SAP - INVILUPPO SLE RARA | | | | | | | |
|---------------------------------|--------------|--------------------|------------------|------------------|---------|----------|------------|
| Text Frame | m Station | Text OutputCase | Text CaseType | Text StepType | KN P | KN V2 | KN-m M3 |
| 1 | 0.15 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | 65.7 | 17.5 |
| 1 | 0.18 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | 66.0 | 15.5 |
| 1 | 0.18 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | 53.3 | 15.5 |
| 1 | 0.36 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | 55.1 | 5.8 |
| 1 | 0.36 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | 40.9 | 5.8 |
| 1 | 0.54 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | 42.7 | -1.7 |
| 1 | 0.54 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | 32.3 | -1.7 |
| 1 | 0.72 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | 34.0 | -7.7 |
| 1 | 0.72 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | 22.6 | -7.7 |
| 1 | 0.9 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | 24.4 | -6.7 |
| 1 | 0.9 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | 12.0 | -6.7 |
| 1 | 1.08 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | 13.8 | -2.7 |
| 1 | 1.08 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | 0.3 | -2.7 |
| 1 | 1.26 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | 2.1 | 3.1 |
| 1 | 1.26 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | -12.3 | 3.1 |
| 1 | 1.44 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | -10.5 | 10.5 |
| 1 | 1.44 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | -33.6 | 10.5 |
| 1 | 1.62 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | -31.8 | 20.1 |
| 1 | 1.62 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | -56.5 | 20.1 |
| 1 | 1.65 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0.0 | -56.2 | 22.1 |
| 1 | 0.15 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | 56.7 | -8.3 |
| 1 | 0.18 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | 57.0 | -10.0 |
| 1 | 0.18 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | 32.6 | -10.0 |
| 1 | 0.36 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | 34.4 | -16.1 |
| 1 | 0.36 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | 11.4 | -16.1 |
| 1 | 0.54 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | 13.2 | -18.3 |
| 1 | 0.54 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | -1.1 | -18.3 |
| 1 | 0.72 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | 0.7 | -20.4 |
| 1 | 0.72 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | -12.7 | -20.4 |
| 1 | 0.9 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | -10.9 | -21.3 |
| 1 | 0.9 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | -23.4 | -21.3 |
| 1 | 1.08 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | -21.6 | -23.6 |
| 1 | 1.08 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | -33.1 | -23.6 |
| 1 | 1.26 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | -31.3 | -23.8 |
| 1 | 1.26 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | -41.8 | -23.8 |
| 1 | 1.44 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | -40.0 | -21.8 |
| 1 | 1.44 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | -54.4 | -21.8 |
| 1 | 1.62 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | -52.6 | -15.9 |
| 1 | 1.62 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | -65.5 | -15.9 |
| 1 | 1.65 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0.0 | -65.2 | -14.2 |

Tombino Scatolare circolare $\Phi 1500$: Relazione di calcolo

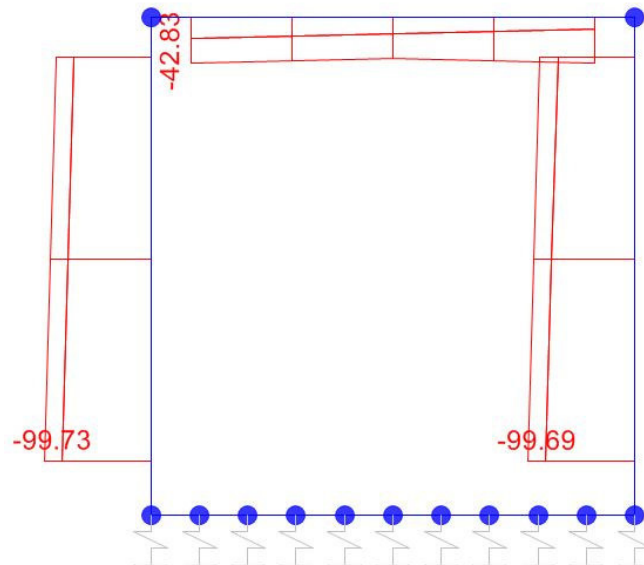
| | | | | | |
|------------------|-------------------|----------------|----------------------------|-----------|--------------------|
| COMMESSA NN1X | LOTTO 0 0 D 78 | CODIFICA CL | DOCUMENTO IN.00.0.0.001 | REV. B | FOGLIO 35 di 93 |
|------------------|-------------------|----------------|----------------------------|-----------|--------------------|

| | | | | | | |
|---|-------|------------------------------|-----|-------|-------|-------|
| 2 | 0.15 | ENVELOPE SLERARA Combination | Max | -71.4 | -3.9 | -0.6 |
| 2 | 0.9 | ENVELOPE SLERARA Combination | Max | -77.0 | 14.6 | -0.7 |
| 2 | 1.65 | ENVELOPE SLERARA Combination | Max | -82.6 | 38.2 | 6.1 |
| 2 | 0.15 | ENVELOPE SLERARA Combination | Min | -88.4 | -36.7 | -22.6 |
| 2 | 0.9 | ENVELOPE SLERARA Combination | Min | -94.1 | -19.5 | -5.1 |
| 2 | 1.65 | ENVELOPE SLERARA Combination | Min | -99.7 | -1.7 | -23.4 |
| 3 | 0.15 | ENVELOPE SLERARA Combination | Max | -19.7 | -53.0 | 2.7 |
| 3 | 0.525 | ENVELOPE SLERARA Combination | Max | -17.4 | -22.2 | 16.8 |
| 3 | 0.9 | ENVELOPE SLERARA Combination | Max | -15.1 | 8.5 | 24.3 |
| 3 | 1.275 | ENVELOPE SLERARA Combination | Max | -12.8 | 39.2 | 21.3 |
| 3 | 1.65 | ENVELOPE SLERARA Combination | Max | -10.5 | 70.0 | 7.2 |
| 3 | 0.15 | ENVELOPE SLERARA Combination | Min | -42.8 | -70.0 | -13.7 |
| 3 | 0.525 | ENVELOPE SLERARA Combination | Min | -40.5 | -39.3 | 5.1 |
| 3 | 0.9 | ENVELOPE SLERARA Combination | Min | -38.2 | -8.5 | 12.3 |
| 3 | 1.275 | ENVELOPE SLERARA Combination | Min | -40.5 | 22.2 | 3.8 |
| 3 | 1.65 | ENVELOPE SLERARA Combination | Min | -42.8 | 52.9 | -16.7 |
| 4 | 0.15 | ENVELOPE SLERARA Combination | Max | -71.4 | 35.9 | 19.3 |
| 4 | 0.9 | ENVELOPE SLERARA Combination | Max | -77.1 | 14.3 | 4.7 |
| 4 | 1.65 | ENVELOPE SLERARA Combination | Max | -82.7 | -3.6 | 19.2 |
| 4 | 0.15 | ENVELOPE SLERARA Combination | Min | -88.5 | 13.3 | 3.9 |
| 4 | 0.9 | ENVELOPE SLERARA Combination | Min | -94.1 | -9.5 | 0.2 |
| 4 | 1.65 | ENVELOPE SLERARA Combination | Min | -99.7 | -36.6 | -1.2 |

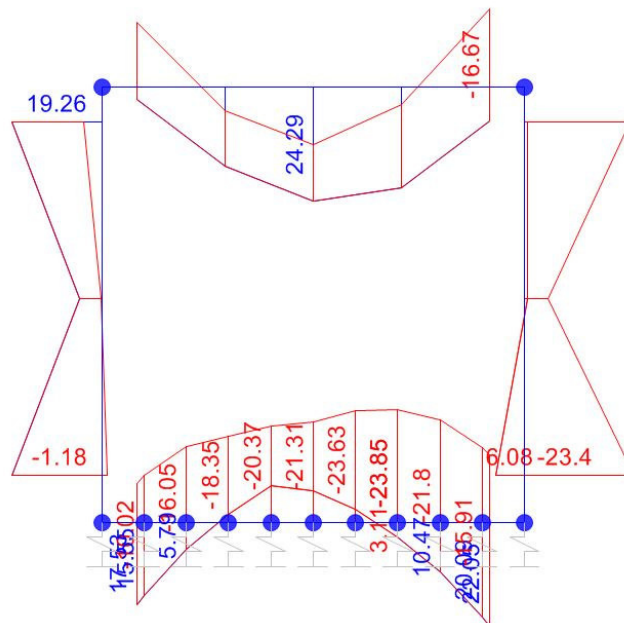


| SEZIONE | P | V2 | M3 |
|---------|-------|------|------|
| 01 | 0.0 | 66.0 | 22.1 |
| 02 | 0.0 | 0.0 | 23.8 |
| 03 | -71.4 | 38.2 | 22.6 |
| 04 | 0.0 | 70.0 | 16.7 |
| 05 | 0.0 | 0.0 | 24.3 |
| 06 | -82.6 | 38.2 | 23.4 |

Diagrammi di involucro delle sollecitazioni: ENVELOPE SLE (rara)



Sforzo normale



Momento Flettente

Il valore M dei diagrammi corrisponde a quello riportato nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

7. VERIFICHE SLU/SLV/SLE

Oggetto:

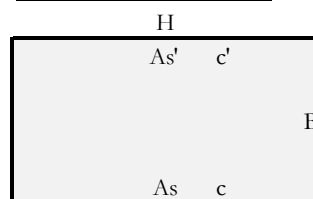
Tombino circolare $\Phi 1500$ - INVILUPPO

Sezione n°. 01

Dati di Input:

| | | | |
|--------------|--|----------------------|--------------------------------|
| B | Base sezione rettangolare | 1000 mm | |
| H | Altezza sezione rettangolare | 400 mm | |
| c' | Copriferro armatura sup. compressa | 70 mm | |
| c | Copriferro armatura inf. Tesa | 70 mm | |
| d | Altezza utile = H-c | 330 mm | |
| fck | Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo | 30 MPa | |
| fyk | Resistenza caratt. Snervamento acciaio | 450 MPa | |
| Ned | Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione] | 0.0 kN | |
| Med | Momento flettente di calcolo [(+)] | 35.5 kNm | |
| Ved | Taglio di calcolo [(+)] | 108.9 kN | |
| Ted | Torsione di calcolo [(+)] | 0 kNm | |
| Fi1 | 1° diametro armatura tesa | 16 | |
| Fi2 | 2° diametro armatura tesa | | |
| n1 | N°. Barre 1° armatura tesa | 5 | Armatura tesa filante 1005 mmq |
| n2 | N°. Barre 2° armatura tesa | | Armatura di raffittim. 0 mmq |
| As' | Armatura superiore compressa | 1005 mmq | |
| As | Armatura inferiore tesa | 1005 mmq | |
| Fi Staffe | Diametro staffe | mm | |
| s. Staffe | Passo staffe | 200 mm | |
| bracci | Numero Bracci staffe | 2 | |
| cot θ | (proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls | 2.5 [range: 1,0-2,5] | |
| alpha | angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale | 90.0° | |
| Asw | Area a taglio per unità di lunghezza | 0 mmq/m | 0.00 cmq/m |
| <R-F-P> | Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm) | R | |
| Msle | Momento di esercizio [(+)] | 22.1 kNm | |
| Nsle | Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione] | 0.0 kN | |
| wk-lim | Stato limite apertura fessure (Freq.Perm) | 0.20 mm | |
| sigcR-lim | Tensione limite cls comb. Rara | 0.60 fck | |
| sigcP-lim | Tensione limite cls comb. Quasi Perm. | 0.45 fck | |
| sigsR-lim | Tensione limite acc. Comb. Rara | 0.80 fyk | |

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

| | | | | |
|-------|---|---------|------------------|-----|
| <S-N> | Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N> | S | Coeff.Sfrutt.Max | 73% |
| Mrd | Momento ultimo resistente | 136 kNm | Coeff.Sfrutt. | 26% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente senza staffe | 150 kN | Coeff.Sfrutt. | 73% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente | 150 kN | Coeff.Sfrutt. | 73% |
| Trd | Momento torcente ultimo resistente | 0 kNm | Coeff.Sfrutt. | |

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

| | | | | |
|----------|--|---------|---------------|-----|
| Sigs-sup | Tensione barre superiori [(-)Compresso] | -4 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 1% |
| Sigs-inf | Tensione barre inferiori [(+)Teso] | 73 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 20% |
| Sigc-sup | Tensione cls superiore [(-)Compresso] | -2 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 9% |
| Sigc-inf | Tensione cls inferiore [non reag.Trazione] | 0 Mpa | | |
| Mcr | Momento di prima fessurazione | 82 kNm | | |
| wk | Ampiezza di fessura | 0.11 mm | Coeff.Sfrutt. | 56% |

Oggetto:

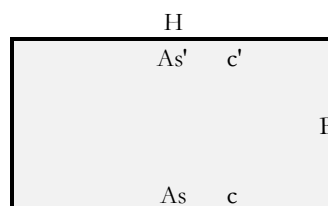
Tombino circolare $\Phi 1500$ - INVILUPPO

Sezione n°. 02

Dati di Input:

| | | | |
|--------------|--|--------------------------|------------|
| B | Base sezione rettangolare | 1000 mm | |
| H | Altezza sezione rettangolare | 400 mm | |
| c' | Copriferro armatura sup. compressa | 70 mm | |
| c | Copriferro armatura inf. Tesa | 70 mm | |
| d | Altezza utile = H-c | 330 mm | |
| fck | Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo | 30 MPa | |
| fyk | Resistenza caratt. Snervamento acciaio | 450 MPa | |
| Ned | Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione] | 0.0 kN | |
| Med | Momento flettente di calcolo [(+)] | 37.6 kNm | |
| Ved | Taglio di calcolo [(+)] | 0.0 kN | |
| Ted | Torsione di calcolo [(+)] | 0 kNm | |
| Fi1 | 1° diametro armatura tesa | 16 | |
| Fi2 | 2° diametro armatura tesa | | |
| n1 | N°. Barre 1° armatura tesa | 5 Armatura tesa filante | 1005 mmq |
| n2 | N°. Barre 2° armatura tesa | 0 Armatura di raffittim. | 0 mmq |
| As' | Armatura superiore compressa | 1005 mmq | |
| As | Armatura inferiore tesa | 1005 mmq | |
| Fi Staffe | Diametro staffe | mm | |
| s. Staffe | Passo staffe | 200 mm | |
| bracci | Numero Bracci staffe | 2 | |
| cot θ | (proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls | 2.5 [range: 1,0-2,5] | |
| alpha | angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale | 90.0° | |
| Asw | Area a taglio per unità di lunghezza | 0 mmq/m | 0.00 cmq/m |
| <R-F-P> | Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm) | R | |
| Msl | Momento di esercizio [(+)] | 23.8 kNm | |
| Nsl | Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione] | 0.0 kN | |
| wk-lim | Stato limite apertura fessure (Freq.Perm) | 0.20 mm | |
| sigcR-lim | Tensione limite cls comb. Rara | 0.60 fck | |
| sigcP-lim | Tensione limite cls comb. Quasi Perm. | 0.45 fck | |
| sigsR-lim | Tensione limite acc. Comb. Rara | 0.80 fyk | |

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

| | | | | |
|-------|---|---------|------------------|-----|
| <S-N> | Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N> | S | Coeff.Sfrutt.Max | 61% |
| Mrd | Momento ultimo resistente | 136 kNm | Coeff.Sfrutt. | 28% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente senza staffe | 150 kN | Coeff.Sfrutt. | 0% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente | 150 kN | Coeff.Sfrutt. | 0% |
| Trd | Momento torcente ultimo resistente | 0 kNm | Coeff.Sfrutt. | |

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

| | | | | |
|----------|--|---------|---------------|-----|
| Sigs-sup | Tensione barre superiori [(-)Compresso] | -4 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 1% |
| Sigs-inf | Tensione barre inferiori [(+)Teso] | 79 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 22% |
| Sigc-sup | Tensione cls superiore [(-)Compresso] | -2 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 10% |
| Sigc-inf | Tensione cls inferiore [non reag.Trazione] | 0 Mpa | | |
| Mcr | Momento di prima fessurazione | 82 kNm | | |
| wk | Ampiezza di fessura | 0.12 mm | Coeff.Sfrutt. | 61% |

Oggetto:

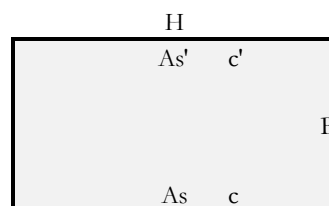
Tombino circolare $\Phi 1500$ - INVILUPPO

Sezione n°. 03

Dati di Input:

| | | | |
|--------------|--|----------------------|--------------------------------|
| B | Base sezione rettangolare | 1000 mm | |
| H | Altezza sezione rettangolare | 400 mm | |
| c' | Copriferro armatura sup. compressa | 70 mm | |
| c | Copriferro armatura inf. Tesa | 70 mm | |
| d | Altezza utile = H-c | 330 mm | |
| fck | Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo | 30 MPa | |
| fyk | Resistenza caratt. Snervamento acciaio | 450 MPa | |
| Ned | Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione] | -32.7 kN | |
| Med | Momento flettente di calcolo [(+)] | 32.6 kNm | |
| Ved | Taglio di calcolo [(+)] | 63.4 kN | |
| Ted | Torsione di calcolo [(+)] | 0 kNm | |
| Fi1 | 1° diametro armatura tesa | 16 | |
| Fi2 | 2° diametro armatura tesa | | |
| n1 | N°. Barre 1° armatura tesa | 5 | Armatura tesa filante 1005 mmq |
| n2 | N°. Barre 2° armatura tesa | 0 | Armatura di raffittim. 0 mmq |
| As' | Armatura superiore compressa | 1005 mmq | |
| As | Armatura inferiore tesa | 1005 mmq | |
| Fi Staffe | Diametro staffe | mm | |
| s. Staffe | Passo staffe | 150 mm | |
| bracci | Numero Bracci staffe | | |
| cot θ | (proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls | 2.5 [range: 1,0-2,5] | |
| alpha | angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale | 90.0° | |
| Asw | Area a taglio per unità di lunghezza | 0 mmq/m | 0.00 cmq/m |
| <R-F-P> | Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm) | R | |
| Msle | Momento di esercizio [(+)] | 22.6 kNm | |
| Nsle | Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione] | -71.4 kN | |
| wk-lim | Stato limite apertura fessure (Freq.Perm) | 0.20 mm | |
| sigcR-lim | Tensione limite cls comb. Rara | 0.60 fck | |
| sigcP-lim | Tensione limite cls comb. Quasi Perm. | 0.45 fck | |
| sigcR-lim | Tensione limite acc. Comb. Rara | 0.80 fyk | |

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

| | | | | |
|-------|---|---------|------------------|-----|
| <S-N> | Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N> | S | Coeff.Sfrutt.Max | 41% |
| Mrd | Momento ultimo resistente | 141 kNm | Coeff.Sfrutt. | 23% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente senza staffe | 154 kN | Coeff.Sfrutt. | 41% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente | 154 kN | Coeff.Sfrutt. | 41% |
| Trd | Momento torcente ultimo resistente | 0 kNm | Coeff.Sfrutt. | |

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

| | | | | |
|----------|--|---------|---------------|-----|
| Sigs-sup | Tensione barre superiori [(-)Compresso] | -11 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 3% |
| Sigs-inf | Tensione barre inferiori [(+)Teso] | 40 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 11% |
| Sigc-sup | Tensione cls superiore [(-)Compresso] | -2 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 9% |
| Sigc-inf | Tensione cls inferiore [non reag.Trazione] | 0 Mpa | | |
| Mcr | Momento di prima fessurazione | 87 kNm | | |
| wk | Ampiezza di fessura | 0.06 mm | Coeff.Sfrutt. | 31% |

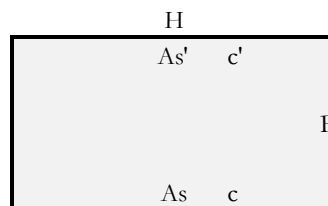
Oggetto:

 Tombino circolare $\Phi 1500$ - INVILUPPO

Sezione n°. 04

Dati di Input:

| | | | |
|--------------|--|-------------------------|------------|
| B | Base sezione rettangolare | 1000 mm | |
| H | Altezza sezione rettangolare | 300 mm | |
| c' | Copriferro armatura sup. compressa | 70 mm | |
| c | Copriferro armatura inf. Tesa | 70 mm | |
| d | Altezza utile = H-c | 230 mm | |
| fck | Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo | 30 MPa | |
| fyk | Resistenza caratt. Snervamento acciaio | 450 MPa | |
| Ned | Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione] | 0.0 kN | |
| Med | Momento flettente di calcolo [(+)] | 19.9 kNm | |
| Ved | Taglio di calcolo [(+)] | 113.9 kN | |
| Ted | Torsione di calcolo [(+)] | 0 kNm | |
| Fi1 | 1° diametro armatura tesa | 16 | |
| Fi2 | 2° diametro armatura tesa | | |
| n1 | N°. Barre 1° armatura tesa | 5 Armatura tesa filante | 1005 mmq |
| n2 | N°. Barre 2° armatura tesa | Armatura di raffittim. | 0 mmq |
| As' | Armatura superiore compressa | 1005 mmq | |
| As | Armatura inferiore tesa | 1005 mmq | |
| Fi Staffe | Diametro staffe | mm | |
| s. Staffe | Passo staffe | 200 mm | |
| bracci | Numero Bracci staffe | 2 | |
| cot θ | (proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls | 2.5 [range: 1,0-2,5] | |
| alpha | angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale | 90.0° | |
| Asw | Area a taglio per unità di lunghezza | 0 mmq/m | 0.00 cmq/m |
| <R-F-P> | Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm) | R | |
| Msle | Momento di esercizio [(+)] | 16.7 kNm | |
| Nsle | Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione] | 0.0 kN | |
| wk-lim | Stato limite apertura fessure (Freq.Perm) | 0.20 mm | |
| sigcR-lim | Tensione limite cls comb. Rara | 0.60 fck | |
| sigcP-lim | Tensione limite cls comb. Quasi Perm. | 0.45 fck | |
| sigsR-lim | Tensione limite acc. Comb. Rara | 0.80 fyk | |

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

| | | | | |
|-------|---|--------|------------------|-----|
| <S-N> | Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N> | S | Coeff.Sfrutt.Max | 91% |
| Mrd | Momento ultimo resistente | 97 kNm | Coeff.Sfrutt. | 21% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente senza staffe | 126 kN | Coeff.Sfrutt. | 91% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente | 126 kN | Coeff.Sfrutt. | 91% |
| Trd | Momento torcente ultimo resistente | 0 kNm | Coeff.Sfrutt. | |

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

| | | | | |
|----------|--|---------|---------------|-----|
| Sigs-sup | Tensione barre superiori [(-)Compresso] | 0 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 0% |
| Sigs-inf | Tensione barre inferiori [(+)Teso] | 80 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 22% |
| Sigc-sup | Tensione cls superiore [(-)Compresso] | -2 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 13% |
| Sigc-inf | Tensione cls inferiore [non reag.Trazione] | 0 Mpa | | |
| Mcr | Momento di prima fessurazione | 47 kNm | | |
| wk | Ampiezza di fessura | 0.10 mm | Coeff.Sfrutt. | 52% |

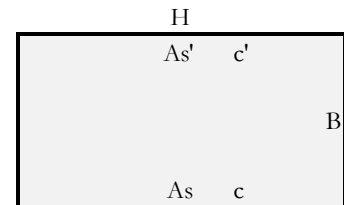
Oggetto:

 Tombino circolare $\Phi 1500$ - INVILUPPO

Sezione n°. 05

Dati di Input:

| | | | |
|--------------|--|--------------------------|------------|
| B | Base sezione rettangolare | 1000 mm | |
| H | Altezza sezione rettangolare | 300 mm | |
| c' | Copriferro armatura sup. compressa | 70 mm | |
| c | Copriferro armatura inf. Tesa | 70 mm | |
| d | Altezza utile = H-c | 230 mm | |
| fck | Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo | 30 MPa | |
| fyk | Resistenza caratt. Snervamento acciaio | 450 MPa | |
| Ned | Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione] | 0.0 kN | |
| Med | Momento flettente di calcolo [(+)] | 40.0 kNm | |
| Ved | Taglio di calcolo [(+)] | 0.0 kN | |
| Ted | Torsione di calcolo [(+)] | 0 kNm | |
| Fi1 | 1° diametro armatura tesa | 16 | |
| Fi2 | 2° diametro armatura tesa | | |
| n1 | N°. Barre 1° armatura tesa | 5 Armatura tesa filante | 1005 mmq |
| n2 | N°. Barre 2° armatura tesa | 0 Armatura di raffittim. | 0 mmq |
| As' | Armatura superiore compressa | 1005 mmq | |
| As | Armatura inferiore tesa | 1005 mmq | |
| Fi Staffe | Diametro staffe | mm | |
| s. Staffe | Passo staffe | 200 mm | |
| bracci | Numero Bracci staffe | 2 | |
| cot θ | (proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls | 2.5 [range: 1,0-2,5] | |
| alpha | angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale | 90.0° | |
| Asw | Area a taglio per unità di lunghezza | 0 mmq/m | 0.00 cmq/m |
| <R-F-P> | Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm) | R | |
| Msle | Momento di esercizio [(+)] | 24.3 kNm | |
| Nsle | Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione] | 0.0 kN | |
| wk-lim | Stato limite apertura fessure (Freq.Perm) | 0.20 mm | |
| sigcR-lim | Tensione limite cls comb. Rara | 0.60 fck | |
| sigcP-lim | Tensione limite cls comb. Quasi Perm. | 0.45 fck | |
| sigsR-lim | Tensione limite acc. Comb. Rara | 0.80 fyk | |

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

| | | | | |
|-------|---|--------|------------------|-----|
| <S-N> | Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N> | S | Coeff.Sfrutt.Max | 76% |
| Mrd | Momento ultimo resistente | 97 kNm | Coeff.Sfrutt. | 41% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente senza staffe | 126 kN | Coeff.Sfrutt. | 0% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente | 126 kN | Coeff.Sfrutt. | 0% |
| Trd | Momento torcente ultimo resistente | 0 kNm | Coeff.Sfrutt. | |

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

| | | | | |
|----------|--|---------|---------------|-----|
| Sigs-sup | Tensione barre superiori [(-)Compresso] | 0 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 0% |
| Sigs-inf | Tensione barre inferiori [(+)Teso] | 117 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 32% |
| Sigc-sup | Tensione cls superiore [(-)Compresso] | -3 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 19% |
| Sigc-inf | Tensione cls inferiore [non reag.Trazione] | 0 Mpa | | |
| Mcr | Momento di prima fessurazione | 47 kNm | | |
| wk | Ampiezza di fessura | 0.15 mm | Coeff.Sfrutt. | 76% |

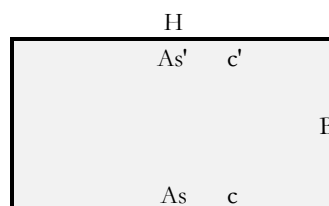
Oggetto:

 Tombino circolare $\Phi 1500$ - INVILUPPO

Sezione n°. 06

Dati di Input:

| | | | |
|--------------|--|--------------------------|------------|
| B | Base sezione rettangolare | 1000 mm | |
| H | Altezza sezione rettangolare | 400 mm | |
| c' | Copriferro armatura sup. compressa | 70 mm | |
| c | Copriferro armatura inf. Tesa | 70 mm | |
| d | Altezza utile = H-c | 330 mm | |
| fck | Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo | 30 MPa | |
| fyk | Resistenza caratt. Snervamento acciaio | 450 MPa | |
| Ned | Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione] | -44.0 kN | |
| Med | Momento flettente di calcolo [(+)] | 37.8 kNm | |
| Ved | Taglio di calcolo [(+)] | 63.4 kN | |
| Ted | Torsione di calcolo [(+)] | 0 kNm | |
| Fi1 | 1° diametro armatura tesa | 16 | |
| Fi2 | 2° diametro armatura tesa | 0 | |
| n1 | N°. Barre 1° armatura tesa | 5 Armatura tesa filante | 1005 mmq |
| n2 | N°. Barre 2° armatura tesa | 0 Armatura di raffittim. | 0 mmq |
| As' | Armatura superiore compressa | 1005 mmq | |
| As | Armatura inferiore tesa | 1005 mmq | |
| Fi Staffe | Diametro staffe | 0 mm | |
| s. Staffe | Passo staffe | 150 mm | |
| bracci | Numero Bracci staffe | 0 | |
| cot θ | (proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls | 2.5 [range: 1,0-2,5] | |
| alpha | angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale | 90.0° | |
| Asw | Area a taglio per unità di lunghezza | 0 mmq/m | 0.00 cmq/m |
| <R-F-P> | Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm) | R | |
| Msle | Momento di esercizio [(+)] | 23.4 kNm | |
| Nsle | Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione] | -82.6 kN | |
| wk-lim | Stato limite apertura fessure (Freq.Perm) | 0.20 mm | |
| sigcR-lim | Tensione limite cls comb. Rara | 0.60 fck | |
| sigcP-lim | Tensione limite cls comb. Quasi Perm. | 0.45 fck | |
| sigsR-lim | Tensione limite acc. Comb. Rara | 0.80 fyk | |

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

| | | | | |
|-------|---|---------|------------------|-----|
| <S-N> | Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N> | S | Coeff.Sfrutt.Max | 41% |
| Mrd | Momento ultimo resistente | 142 kNm | Coeff.Sfrutt. | 27% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente senza staffe | 155 kN | Coeff.Sfrutt. | 41% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente | 155 kN | Coeff.Sfrutt. | 41% |
| Trd | Momento torcente ultimo resistente | 0 kNm | Coeff.Sfrutt. | |

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

| | | | | |
|----------|--|---------|---------------|-----|
| Sigs-sup | Tensione barre superiori [(-)Compresso] | -12 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 3% |
| Sigs-inf | Tensione barre inferiori [(+)Teso] | 38 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 10% |
| Sigc-sup | Tensione cls superiore [(-)Compresso] | -2 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 9% |
| Sigc-inf | Tensione cls inferiore [non reag.Trazione] | 0 Mpa | | |
| Mcr | Momento di prima fessurazione | 88 kNm | | |
| wk | Ampiezza di fessura | 0.06 mm | Coeff.Sfrutt. | 29% |

Si riportano i coefficienti di sfruttamento nelle sezioni notevoli per le verifiche SLU/SLV/SLE:

| SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI: | | | | | | | |
|-------------------------------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| SL | VERIF | SEZ01 | SEZ02 | SEZ03 | SEZ04 | SEZ05 | SEZ06 |
| SLU | Med/Mrd | 26% | 28% | 23% | 21% | 41% | 27% |
| SLU | Ved/Vrd | 73% | 0% | 41% | 91% | 0% | 41% |
| SLE | (sigse/sigsr)s | 1% | 1% | 3% | 0% | 0% | 3% |
| SLE | (sigse/sigsr)i | 20% | 22% | 11% | 22% | 32% | 10% |
| SLE | (sigce/sigcr)s | 9% | 10% | 9% | 13% | 19% | 9% |
| SLE | wk/wklim | 56% | 61% | 31% | 52% | 76% | 29% |
| | MAX | 73% | 61% | 41% | 91% | 76% | 41% |
| | MAX | 91% | | | | | |

I coefficienti di sfruttamento sono tutti inferiori all'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

7.1. ARMATURE DI RIPARTIZIONE

Le armature di ripartizione delle pareti e della soletta vengono dimensionate per sostenere gli effetti del ritiro igrometrico i quali generano una trazione pura per deformazioni impedita a causa della soletta inferiore gettata precedentemente e che può aver dissipato tali effetti.

La ϵ ritiro induce nel calcestruzzo una tensione di trazione superiore alla sua resistenza a trazione, ne deriva la fessurazione e il trasferimento di tutta la trazione sull'acciaio teso. Per ottenere delle fessure uniformemente distribuite e non concentrate in alcuni punti con ampiezze macroscopiche, si applica un principio di non plasticizzazione delle armature. Per limitare l'ampiezza delle fessure, pur distribuite, che si ottengono applicando tale principio, si applica quanto previsto al § 7.3.2 dell'Eurocodice 2 - UNI EN 1992 1-1: "Aree minime di armatura", in particolare la formula (7.1):

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

dove:

$A_{s,min}$ è l'area minima di armatura nella zona tesa;

A_{ct} è l'area di calcestruzzo nella zona tesa. La zona tesa è quella parte della sezione che risulta in trazione subito dopo la formazione della prima fessura; è pari a tutta l'area della sezione per trazione pura, alla metà per flessione;

σ_s è la massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura. Tale tensione può essere assunta pari alla tensione di snervamento f_{yk} dell'armatura. Può essere però necessario fissare un valore minore per soddisfare i limiti di apertura delle fessure secondo il massimo diametro o la massima spaziatura tra le barre (vedere punto 7.3.3).

$f_{ct,eff}$ è il valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure;

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ se la formazione delle fessure è prevista prima di 28d;

k è il coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi, $k=1$

k_c è il coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni all'interno della sezione subito prima della fessurazione e della variazione del braccio di leva; $k_c=1$ per trazione, $k_c=0,4$ per flessione, $k_c = 0,4 \cdot (1 - \text{funz}(\sigma_c))$ nel caso flessione combinata con sforzo normale.

| | | |
|---|--------------------------------|------------------------|
| base della sezione | | 1000 mm |
| altezza della sezione | | 300 mm |
| area sezione calcestruzzo | A_{ct} | 300000 mm ² |
| tensione di snervamento acciaio | f_{yk} | 450 Mpa |
| resist. Caratt. Cilindrica cls a compressione | f_{ck} | 30 Mpa |
| tensione resistente cls a trazione | $f_{ct,eff}=0,3(f_{ck})^{2/3}$ | 2.90 Mpa |
| coefficiente k_c | k_c | 1.00 |
| coefficiente k | k | 1.00 |
| area minima acciaio teso nella sezione | $A_{s,min}$ | 1931 mm ² |

P.to 7.3.3 EC2 1992:1-1): Dove è disposta l'armatura minima indicata al punto 7.3.2, le ampiezze delle fessure non dovrebbero essere eccessive se: per fessurazione causata principalmente da deformazioni impedito, il diametro delle barre non eccede quello dato nel prospetto 7.2N, dove la tensione nell'acciaio è quella che si ha subito dopo la fessurazione [cioè il termine σ_s nell'espressione (7.1)];

prospetto 7.2N **Diametri massimi delle barre ϕ^*_s per il controllo della fessurazione¹⁾**

| Tensione nell'acciaio ²⁾ [MPa] | Diametro massimo delle barre [mm] | | |
|--|-----------------------------------|----------------|----------------|
| | $w_k = 0,4$ mm | $w_k = 0,3$ mm | $w_k = 0,2$ mm |
| 160 | 40 | 32 | 25 |
| 200 | 32 | 25 | 16 |
| 240 | 20 | 16 | 12 |
| 280 | 16 | 12 | 8 |
| 320 | 12 | 10 | 6 |
| 360 | 10 | 8 | 5 |
| 400 | 8 | 6 | 4 |
| 450 | 6 | 5 | - |

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni:
 $c = 25$ mm; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa; $h_{cr} = 0,5$; $(h - d) = 0,1 h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_1 = 0,4$ e $k' = 1,0$.

2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

Il diametro massimo delle barre si raccomanda sia modificato come segue:

Trazione (la sezione è tutta tesa):

$$\phi_s = \phi^*_s (f_{ct,eff} / 2,9) h_{cr} / (8(h-d)) \quad (7.7N)$$

dove:

ϕ_s è il diametro massimo "modificato" delle barre;

ϕ^*_s è il diametro massimo dato nel prospetto 7.2N;

h è l'altezza totale della sezione;

h_{cr} è l'altezza della zona tesa subito prima della fessurazione, considerando i valori caratteristici della forza di precompressione e delle forze assiali sotto la combinazione di azioni quasi-permanente;

d è l'altezza utile valutata rispetto al baricentro dello strato più esterno di armatura ordinaria.

Se tutta la sezione è tesa $h-d$ è la minima distanza tra il baricentro dello strato di armatura e il lembo esterno della sezione (considerare ciascun lembo se la barra non è disposta simmetricamente).

Verifica armatura trasversale:

| | | | | |
|--|---------------|----------------------|------------|----------------------|
| diámetro barre trasversali | Φ_{trav} | 16 mm | < F_s | Verifica soddisfatta |
| passo barre trasversali | passo | 100 mm | | |
| N.strati barre trasvers. (sup.+inf.+intermedi) | n.strati | 2 | | |
| Area barre trasversali | A_s | 4021 mm ² | | |
| stato tensionale barre dopo fessurazione | σ_s | 216 mm ² | < f_{yk} | Verifica soddisfatta |
| ϕ barre da tabella 7.2N x σ_s e $w_k=0,2$ mm | ϕ^*_s | 6 mm | | |
| altezza zona tesa prima della fessurazione | h_{cr} | 300 mm | | |
| altezza totale sezione | h | 300 mm | | |
| copriferro (asse barre) | c | 50 mm | | |
| altezza utile sezione | d | 250 mm | | |
| diámetro massimo modificato utilizzabile | ϕ_s | 18 mm | (= F_s) | |

.7.2. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE

A seguire il riepilogo delle armature del tombino:

| | | | |
|-----------------------------------|-----------------|--|----------------------|
| Pareti di spessore | 40 cm | | |
| con armatura principale esterna | F16 /200 | | 1005 mm ² |
| con armatura principale interna | F16 /200 | | 1005 mm ² |
| Soletta superiore di spessore | 30 cm | | |
| con armatura principale superiore | F16 /200 | | 1005 mm ² |
| con armatura principale inferiore | F16 /200 | | 1005 mm ² |
| Soletta inferiore di spessore | 40 cm | | |
| con armatura principale superiore | F16 /200 | | 1005 mm ² |
| con armatura principale inferiore | F16 /200 | | 1005 mm ² |

Le pareti non necessitano di armatura a taglio.

La soletta superiore non necessita di armatura a taglio.

La soletta inferiore non necessita di armatura a taglio.

(Le armature a taglio sono state disposte ove non risultano soddisfatte le verifiche con V_{rd} senza armatura a taglio)

Le armature di ripartizione sono:

| | Armature di ripartizione: | Area: | % Arm. principale: |
|-------------------|---------------------------|------------------------|------------------------------|
| Pareti | F16 /100 2 strati | 4021.2 mm ² | 200% di 2011 mm ² |
| Soletta superiore | F16 /100 2 strati | 4021.2 mm ² | 200% di 2011 mm ² |
| Soletta inferiore | F16 /100 2 strati | 4021.2 mm ² | 200% di 2011 mm ² |

Incidenza armature:

| | Lint | Hint | Spessore piedritti | Sp | Spessore soletta | Ss | Spessore fondazione | Sf | Spessore copriferro | c |
|--------------------|--------|------|--------------------|----|------------------|----|---------------------|----|---------------------|---|
| Larghezza utile | 1.50 m | | 0.40 m | | 0.30 m | | 0.40 m | | 0.07 m | |
| Altezza libera | 1.50 m | | | | | | | | | |
| incidenza sovrapp. | 20% | | | | | | | | | |

| Elem. | $\varnothing 1$ sup/int [mm] | pass1 [mm] | $\varnothing 2$ sup/int [mm] | pass2 [mm] | $\varnothing 3$ inf/ext [mm] | pass3 [mm] | $\varnothing 4$ inf/ext [mm] | pass4 [mm] | \varnothing_{leg} [mm] | \varnothing_{leg} pass1 [mm] | \varnothing_{leg} pass2 [mm] |
|---------------|------------------------------------|-----------------|---------------------------------|---------------|------------------------------------|---------------|------------------------------------|---------------|-----------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| piedritto | 16 | 200 | 0 | 1000 | 16 | 200 | 0 | 1000 | 0 | 1000 | 1000 |
| soletta | 16 | 200 | 0 | 1000 | 16 | 200 | 0 | 1000 | 0 | 1000 | 1000 |
| fondaz. | 16 | 200 | 0 | 1000 | 16 | 200 | 0 | 1000 | 0 | 1000 | 1000 |
| ripartiz. | 16 | 100 | x | 2 strati | | | | | | | |
| Elem. | L \varnothing [m] | L $_{leg}$ [mm] | Vol [m ³] | Peso [kg] | incid [kg/m ³] | Inc% | | | | | |
| piedritto | 2.58 | 0.46 | 0.6 | 49 | 81 | 20% | | | | | |
| soletta | 2.48 | 0.36 | 0.7 | 47 | 68 | 10% | | | | | |
| fondaz. | 2.68 | 0.46 | 0.9 | 51 | 55 | 11% | | | | | |
| ripartiz. | | | 2.8 | 288 | 102 | 60% | | | | | |
| TOTALE | | | 2.8 | 483 | 172 | 100% | | | | | |

.8. VERIFICHE GEOTECNICHE

.8.1. *Base reaction*

Le “base reaction” sono la risultante delle reazioni delle molle per ogni singola combinazione di carico:

| TABLE: Base Reactions | | | |
|------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| OutputCase | GlobalFZ | GlobalFX | GlobalMY |
| Text | KN | KN | KN-m |
| SLU01 | 319.15 | 28.94 | 7.25 |
| SLU01 | 319.15 | 28.94 | 7.25 |
| SLU02 | 319.15 | -19.99 | -36.99 |
| SLU02 | 319.15 | -19.99 | -36.99 |
| SLU03 | 319.15 | -19.99 | -36.99 |
| SLU03 | 319.15 | -19.99 | -36.99 |
| SLU04 | 319.15 | 45.40 | 19.82 |
| SLU04 | 319.15 | 45.40 | 19.82 |
| SLU05 | 319.15 | 28.94 | 7.25 |
| SLU05 | 319.15 | 28.94 | 7.25 |
| SLU06 | 185.80 | 48.94 | 44.23 |
| SLU06 | 185.80 | 48.94 | 44.23 |
| SLU07 | 319.15 | 45.40 | 19.82 |
| SLU07 | 319.15 | 45.40 | 19.82 |
| SLU08 | 129.79 | 65.39 | 56.81 |
| SLU08 | 129.79 | 65.39 | 56.81 |
| SLU09 | 319.15 | 65.39 | 56.81 |
| SLU09 | 319.15 | 65.39 | 56.81 |
| SLU10 | 319.15 | -65.39 | -56.81 |
| SLU10 | 319.15 | -65.39 | -56.81 |
| SLU11 | 292.48 | 22.69 | 22.81 |
| SLU11 | 292.48 | 22.69 | 22.81 |
| SLU12 | 292.48 | 22.69 | 22.81 |
| SLU12 | 292.48 | 22.69 | 22.81 |
| SLU13 | 279.15 | -2.19 | -18.60 |
| SLU13 | 279.15 | -2.19 | -18.60 |
| SH1 | 150.39 | -46.78 | -58.92 |
| SH1 | 150.39 | -46.78 | -58.92 |
| SH2 | 145.98 | -46.78 | -58.92 |
| SH2 | 145.98 | -46.78 | -58.92 |
| SH3 | 150.39 | 16.29 | -1.92 |
| SH3 | 150.39 | 16.29 | -1.92 |
| SH4 | 145.98 | 16.29 | -1.92 |
| SH4 | 145.98 | 16.29 | -1.92 |
| SV1 | 140.82 | -11.24 | -16.97 |
| SV1 | 140.82 | -11.24 | -16.97 |
| SV2 | 155.55 | -11.24 | -16.97 |
| SV2 | 155.55 | -11.24 | -16.97 |

Tombino Scatolare circolare $\Phi 1500$: Relazione di calcolo

COMMESSA
NN1X

LOTTO
0 0 D 78

CODIFICA
CL

DOCUMENTO
IN.00.0.0.001

REV.
B

FOGLIO
48 di 93

| | | | |
|-------|--------|--------|--------|
| SV3 | 140.82 | 7.68 | 0.13 |
| SV3 | 140.82 | 7.68 | 0.13 |
| SV4 | 155.55 | 7.68 | 0.13 |
| SV4 | 155.55 | 7.68 | 0.13 |
| SLU14 | 319.15 | 10.14 | -7.12 |
| SLU14 | 319.15 | 10.14 | -7.12 |
| SLU15 | 319.15 | -38.80 | -51.36 |
| SLU15 | 319.15 | -38.80 | -51.36 |
| SLU16 | 319.15 | -38.80 | -51.36 |
| SLU16 | 319.15 | -38.80 | -51.36 |
| SLU17 | 319.15 | 20.01 | 0.42 |
| SLU17 | 319.15 | 20.01 | 0.42 |
| SLU18 | 319.15 | 3.56 | -12.15 |
| SLU18 | 319.15 | 3.56 | -12.15 |
| SLU19 | 185.80 | 23.55 | 24.83 |
| SLU19 | 185.80 | 23.55 | 24.83 |
| SLU20 | 319.15 | 20.01 | 0.42 |
| SLU20 | 319.15 | 20.01 | 0.42 |
| SLU21 | 129.79 | 40.00 | 37.41 |
| SLU21 | 129.79 | 40.00 | 37.41 |
| SLU22 | 319.15 | 40.00 | 37.41 |
| SLU22 | 319.15 | 40.00 | 37.41 |
| SLU23 | 319.15 | -84.20 | -71.18 |
| SLU23 | 319.15 | -84.20 | -71.18 |
| SLU24 | 292.48 | 3.89 | 8.44 |
| SLU24 | 292.48 | 3.89 | 8.44 |
| SLU25 | 292.48 | 3.89 | 8.44 |
| SLU25 | 292.48 | 3.89 | 8.44 |
| SLU26 | 279.15 | -21.00 | -32.97 |
| SLU26 | 279.15 | -21.00 | -32.97 |
| SH5 | 150.39 | -65.58 | -73.29 |
| SH5 | 150.39 | -65.58 | -73.29 |
| SH6 | 145.98 | -65.58 | -73.29 |
| SH6 | 145.98 | -65.58 | -73.29 |
| SH7 | 150.39 | -2.52 | -16.29 |
| SH7 | 150.39 | -2.52 | -16.29 |
| SH8 | 145.98 | -2.52 | -16.29 |
| SH8 | 145.98 | -2.52 | -16.29 |
| SV5 | 140.82 | -30.04 | -31.35 |
| SV5 | 140.82 | -30.04 | -31.35 |
| SV6 | 155.55 | -30.04 | -31.35 |
| SV6 | 155.55 | -30.04 | -31.35 |
| SV7 | 140.82 | -11.13 | -14.25 |
| SV7 | 140.82 | -11.13 | -14.25 |
| SV8 | 155.55 | -11.13 | -14.25 |
| SV8 | 155.55 | -11.13 | -14.25 |

Le terne di sollecitazioni N-H-M utilizzate nelle verifiche sono le seguenti, involuppate per combinazioni SLU e per combinazioni SLV:

| SLU | |
|------------------------|--------------------|
| N_{max} | 319.15 kN/m |
| N_{min} | 129.79 kN/m |
| H_{max} | 84.20 kN/m |
| M_{max} | 71.18 kNm/m |

| SLV | |
|------------------------|--------------------|
| N_{max} | 155.55 kN/m |
| N_{min} | 140.82 kN/m |
| H_{max} | 65.58 kN/m |
| M_{max} | 73.29 kNm/m |

Le terne di sollecitazioni sopra elencate sono utilizzate a seguire per le verifiche geotecniche GEO a carico limite e a scorrimento secondo l'approccio 2 (A1-M1-R3) di cui al punto 6.4.2.1 delle NTC2018.

.8.2. VERIFICHE GEOTECNICHE

Le caratteristiche geometriche e i coefficienti utilizzati nelle verifiche geotecniche vengono di seguito riportati:

D = Profondità del piano di appoggio

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

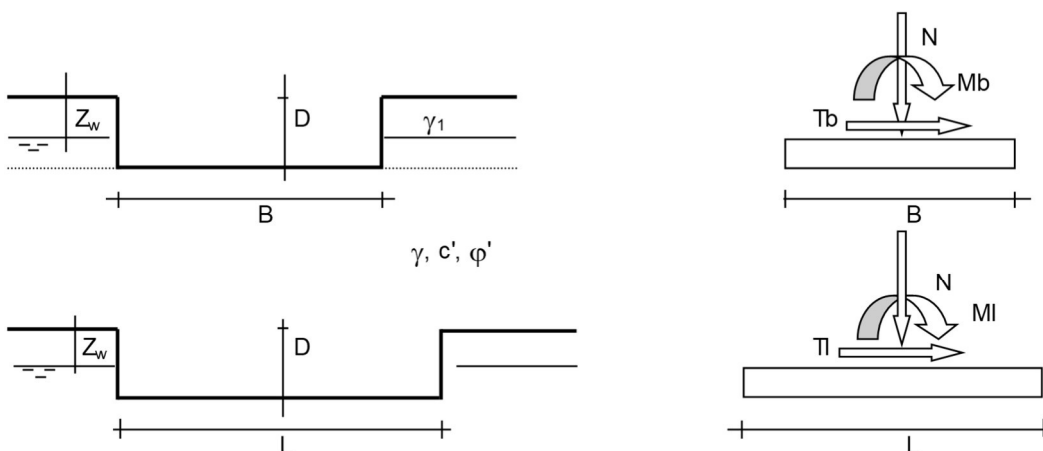
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

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

| Metodo di calcolo | | | coefficienti parziali | | | | | | |
|--------------------------|----------|---|-----------------------|----------------------|-----------------------|------|------------|-------|------|
| | | | 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 | 1.00 | |
| | A2+M2+R2 | ○ | 1.00 | 1.30 | 1.25 | 1.25 | 1.80 | 1.00 | |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 1.25 | 1.80 | 1.00 | |
| | A1+M1+R3 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 2.30 | 1.10 | |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 2.30 | 1.10 | |
| 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 = 2.10 (m)
 L = 100.00 (m)
 D = 3.10 (m)

Per il calcolo del carico limite si è utilizzata la formula trinomia, in termini di tensioni efficaci per le condizioni drenate e in termini di tensioni totali per le condizioni non drenate:

CONDIZIONI DRENATE (TENSIONI EFFICACI):

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

CONDIZIONI NON DRENATE (TENSIONI TOTALI):

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

Le seguenti verifiche geotecniche sono distinguibili per:

- Verifiche per combinazioni in fase statica e verifiche per combinazione in fase sismica;
- Verifiche in condizioni drenate e verifiche in condizioni non drenate (in presenza di falda);
- Verifiche per sforzo normale minimo e verifiche per sforzo normale massimo.

.8.3. Verifiche SLU in condizioni drenate

• SLU-Nmin:

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 129.79 | | 129.79 |
| Mb [kNm] | 71.18 | | 71.18 |
| MI [kNm] | 0.00 | | 0.00 |
| Tb [kN] | 84.20 | | 84.20 |
| TI [kN] | 0.00 | | 0.00 |
| H [kN] | 84.20 | 0.00 | 84.20 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 5.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 5.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 9.00$ (m)

$e_B = 0.55$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.00$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 62.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 10.66$

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

$N_c = 20.72$

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

$N_\gamma = 10.88$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

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

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

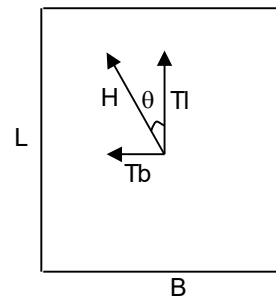
$$i_q = 0.35$$

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

$$i_c = 0.28$$

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

$$i_\gamma = 0.20$$



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

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

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.39$$

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

$$d_c = 1.43$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 629.11 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 129.38 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 273.53 \geq q = 129.38 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 84.20 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 95.64 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 86.95 \geq H_d = 84.20 \text{ (kN)}$$

• SLU-Nmax:

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 319.15 | | 319.15 |
| Mb [kNm] | 71.18 | | 71.18 |
| MI [kNm] | 0.00 | | 0.00 |
| Tb [kN] | 84.20 | | 84.20 |
| TI [kN] | 0.00 | | 0.00 |
| H [kN] | 84.20 | 0.00 | 84.20 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 5.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 5.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 9.00$ (m)

$e_B = 0.22$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.65$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 62.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 10.66$

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

$N_c = 20.72$

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

$N_\gamma = 10.88$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 1.00$$

 i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

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

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

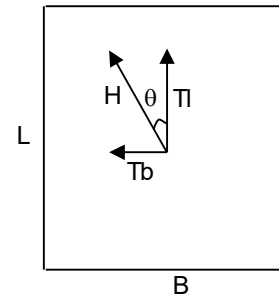
$$i_q = 0.62$$

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

$$i_c = 0.58$$

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

$$i_\gamma = 0.49$$


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

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

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

$$d_q = 1.39$$

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

$$d_c = 1.43$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1217.63 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 192.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 529.41 \geq q = 192.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 84.20 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 206.71 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 187.92 \geq H_d = 84.20 \text{ (kN)}$$

.8.4. Verifiche SLU in condizioni non drenate

- **SLU-Nmin:**

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 129.79 | | 129.79 |
| Mb [kNm] | 71.18 | | 71.18 |
| MI [kNm] | 0.00 | | 0.00 |
| Tb [kN] | 84.20 | | 84.20 |
| TI [kN] | 0.00 | | 0.00 |
| H [kN] | 84.20 | 0.00 | 84.20 |

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.55 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 62.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00$$

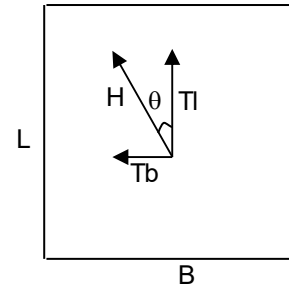
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.67$$


 d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.50$$

 b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

 g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 582.43 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 129.38 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 253.23 \geq q = 129.38 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 84.20 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 100.32 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 91.2 \geq H_d = 84.20 \text{ (kN)}$$

• SLU-Nmax:

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 319.15 | | 319.15 |
| Mb [kNm] | 71.18 | | 71.18 |
| MI [kNm] | 0.00 | | 0.00 |
| Tb [kN] | 84.20 | | 84.20 |
| TI [kN] | 0.00 | | 0.00 |
| H [kN] | 84.20 | 0.00 | 84.20 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 70.00$ (kN/mq)

$e_B = 0.22$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 70.00$ (kN/mq)

$B^* = 1.65$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 62.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5.14$

s_c : fattori di forma

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

$s_c = 1.00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00$$

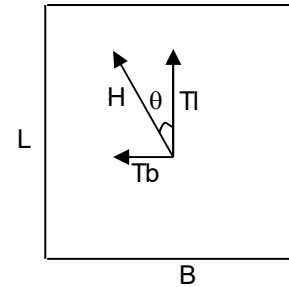
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.80$$


 d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.50$$

 b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

 g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 681.73 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 192.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 296.4 \geq q = 192.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 84.20 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 165.40 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 150.36 \geq H_d = 84.20 \text{ (kN)}$$

.8.4. Verifiche SLV in condizioni drenate

• SLV-Nmin:

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 140.82 | | 140.82 |
| Mb [kNm] | 73.29 | | 73.29 |
| MI [kNm] | 0.00 | | 0.00 |
| Tb [kN] | 65.58 | | 65.58 |
| TI [kN] | 0.00 | | 0.00 |
| H [kN] | 65.58 | 0.00 | 65.58 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 5.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 5.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 9.00$ (m)

$e_B = 0.52$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.06$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 62.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 10.66$

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

$N_c = 20.72$

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

$N_\gamma = 10.88$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

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

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

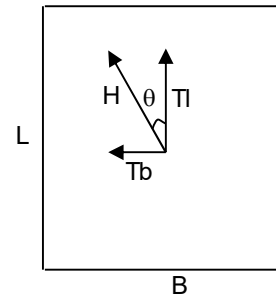
$$i_q = 0.48$$

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

$$i_c = 0.43$$

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

$$i_\gamma = 0.34$$



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

per $D/B \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B$

per $D/B > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B)$

$$d_q = 1.39$$

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

$$d_c = 1.43$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 926.80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 132.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 402.96 \geq q = 132.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 65.58 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 102.74 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 93.4 \geq H_d = 65.58 \text{ (kN)}$$

• SLV-Nmax:

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 155.55 | | 155.55 |
| Mb [kNm] | 73.29 | | 73.29 |
| MI [kNm] | 0.00 | | 0.00 |
| Tb [kN] | 65.58 | | 65.58 |
| TI [kN] | 0.00 | | 0.00 |
| H [kN] | 65.58 | 0.00 | 65.58 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 5.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 25.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 5.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 25.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 9.00$ (m)

$e_B = 0.47$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.16$ (m)
 $L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 62.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$Nq = 10.66$

$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$

$Nc = 20.72$

$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$

$Ny = 10.88$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

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

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

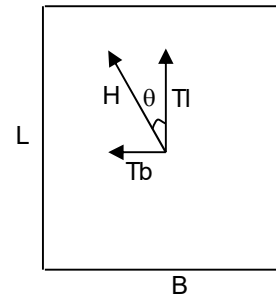
$$i_q = 0.51$$

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

$$i_c = 0.46$$

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

$$i_\gamma = 0.37$$



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

per $D/B \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B$

per $D/B > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B)$

$$d_q = 1.39$$

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

$$d_c = 1.43$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 986.20 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 134.36 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 428.78 \geq q = 134.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 65.58 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 113.05 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 102.77 \geq H_d = 65.58 \text{ (kN)}$$

.8.5. Verifiche SLV in condizioni non drenate

- SLV-Nmin:

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 140.82 | | 140.82 |
| Mb [kNm] | 73.29 | | 73.29 |
| MI [kNm] | 0.00 | | 0.00 |
| Tb [kN] | 65.58 | | 65.58 |
| Tl [kN] | 0.00 | | 0.00 |
| H [kN] | 65.58 | 0.00 | 65.58 |

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.52 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 1.06 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 62.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00$$

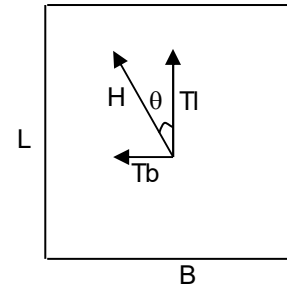
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.76$$


 d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.50$$

 b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

 g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 648.61 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 132.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 282.01 \geq q = 132.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 65.58 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 105.92 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 96.29 \geq H_d = 65.58 \text{ (kN)}$$

- SLV-Nmax :

| | AZIONI | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | valori di input | | |
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 155.55 | | 155.55 |
| Mb [kNm] | 73.29 | | 73.29 |
| MI [kNm] | 0.00 | | 0.00 |
| Tb [kN] | 65.58 | | 65.58 |
| TI [kN] | 0.00 | | 0.00 |
| H [kN] | 65.58 | 0.00 | 65.58 |

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.47 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 1.16 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 62.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00$$

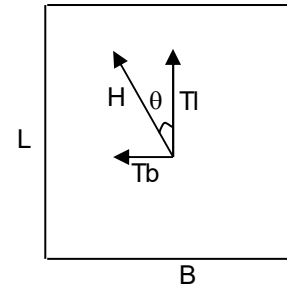
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.78$$


 d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.50$$

 b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

 g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 664.46 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 134.36 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 288.9 \geq q = 134.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 65.58 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 115.77 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 105.25 \geq H_d = 65.58 \text{ (kN)}$$

.8.6. Tabella verifiche geotecniche GEO

I coefficienti di sfruttamento che si ottengono per le verifiche geotecniche GEO sono i seguenti:

| VERIFICHE GEO | | | |
|----------------------|------------------------|--------------|--------------|
| | Q_{lim} | Scorr | Esito |
| SLU-CD_Nmin | 47% | 97% | OK |
| SLU-CD_Nmax | 36% | 45% | OK |
| SLV-CD_Nmin | 33% | 70% | OK |
| SLV-CD_Nmax | 31% | 64% | OK |
| SLU-CND_Nmin | 51% | 92% | OK |
| SLU-CND_Nmax | 65% | 56% | OK |
| SLV-CND_Nmin | 47% | 68% | OK |
| SLV-CND_Nmax | 47% | 62% | OK |

.8.7. Sollevamento per galleggiamento UPL

La quota della falda è al disotto del piano di imposta del sottopasso per cui non necessitano le verifiche di sollevamento per galleggiamento (UPL) di cui al punto 6.2.4.2 delle NTC 2018.

9. OPERE DI VARO

9.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA E DATI DI INPUT

Il sottopasso, nel rispetto dei tempi di chiusura dell'esercizio e nell'ottica di velocizzare i tempi di cantierizzazione, deve essere realizzato lontano dalla loro sede di progetto ed essere poi, portato in posizione attraverso un sistema di spinta oleodinamico.

Il monolite viene, quindi, costruito a lato del rilevato ferroviario e poi infisso mediante operazioni di spinta a vuoto. Esso poggia su una platea di varo che è collegata al muro reggispinta, per garantire la necessaria azione di contrasto dei manufatti durante le fasi di spinta.

Scopo del presente documento tecnico è quello di illustrare, i criteri di calcolo e le verifiche della platea di varo e del muro reggispinta da realizzare per poter poi infiggere il monolite.

9.2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La platea in c.a. ha dimensioni in pianta di 26.00 m x 3.10 m con spessore di 0.20 m e collegata al muro reggispinta che ha spessore del paramento di 1.00 m.

9.3. DIMENSIONAMENTO DELL'APPARATO DI SPINTA

La struttura monolitica da infiggere viene gettata in opera al di sopra di una platea di varo armata.

L'infissione avviene tramite martinetti che contrastano su una parete, detta muro reggispinta, che a sua volta scarica e ripartisce tale azione sul terreno retrostante.

Nella fase iniziale la distanza tra la soletta di fondazione del monolite e la parete reggispinta dovrà essere, ove possibile, di almeno 3.00 m per consentire l'alloggiamento dei martinetti e della trave di ripartizione.

9.3.1. CONDIZIONI DI CALCOLO

Le condizioni di spinta considerate sono:

- 1) Al momento della spinta iniziale (distacco del manufatto dalla platea di varo - fase 1);
- 2) Al momento della spinta massima (fine dell'infissione - fase 2).

Sia per le **verifiche geotecniche** che per le **verifiche strutturali** si è considerato l'approccio 2 con combinazione: A1+M1+R3.

9.3.2. DETERMINAZIONE DEI PESI E DELLE SPINTE

Per le analisi seguenti si fa riferimento alla seguente stratigrafia:

DATI GEOTECNICI

TERRENO 1 - Riemp. a tergo del muro

| | | | |
|---------------------------|----------------|-------------------------|---------------------------------------|
| Spessore | h_1 | 5.00 m | |
| Peso specifico | γ_{d1} | 20.00 kN/m ³ | |
| Angolo di attrito | Φ_1 | 30 ° | 0.524 [rad] |
| Tangente angolo d'attrito | $\tan(\Phi_1)$ | 0.577 [-] | |
| Coesione drenata | c_1 | 0.00 kN/m ² | |
| Coeff. di spinta a riposo | $k_{0,1}$ | 0.500 [-] | $(1 - \sin\theta)$ |
| Coeff. di spinta passiva | $k_{p,1}$ | 3.00 [-] | $(1 + \sin\theta) / (1 - \sin\theta)$ |

TERRENO 2 - Terreno di fondazione

| | | | |
|----------------------------|--------------|----------------------|-------------|
| Peso specifico | γ_t | 18 kN/m ³ | |
| Angolo di attrito | Φ | 25 ° | 0.436 [rad] |
| Tangente angolo di attrito | $\tan(\Phi)$ | 0.466 [-] | |
| Coesione dreanta | c' | 2 kN/m ² | |

FALDA

| | | | |
|----------------------|------------|-------------------------|--|
| Quota falda dal p.c. | q_w | 9.00 m | |
| Peso specifico | γ_w | 10.00 kN/m ³ | |

Tra la struttura del monolite ed il piano di scorrimento viene interposto un foglio di polietilene cerato al fine di evitare fenomeni di adesione. Con tale accorgimento si può valutare prudenzialmente che il valore della spinta per cui il monolite inizia la traslazione sia circa pari al peso della struttura (ciò equivale a fissare un coefficiente di attrito di primo stacco pari all'unità).

L'attrito di scorrimento, dopo la fase di primo stacco, scende a valori inferiori.

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche geometriche e il calcolo analitico dei pesi del monolite, della platea di varo e del muro reggispinta.

CARATTERISTICHE DELL'OPERA
MONOLITE

| | | | |
|---|----------------|-------------------------|---|
| Lunghezza totale di spinta del monolite | Lsp | 23.00 m | |
| Lunghezza totale dello scatolare | L | 21.00 m | |
| Larghezza totale dello scatolare | Ltot | 2.10 m | |
| Larghezza utile dello scatolare | Lint | 1.50 m | |
| Altezza totale dello scatolare | Htot | 2.20 m | |
| Altezza libera dello scatolare | Hint | 1.50 m | |
| Spessore soletta superiore | Ss | 0.30 m | |
| Spessore piedritti | Sp | 0.30 m | |
| Numero piedritti | n | 2.00 [-] | |
| Spessore soletta di fondazione | Sf | 0.40 m | |
| Peso specifico calcestruzzo armato | γ_{cls} | 25.00 kN/m ³ | |
| Peso totale soletta | Ps | 330.75 kN | $\gamma_{cls} \times Ss \times Ls \times L_{tot}$ |
| Peso totale piedritti | Pp | 472.50 kN | $\gamma_{cls} \times Sp \times L \times Hint \times n$ |
| Peso totale fondazione | Pf | 441.00 kN | $\gamma_{cls} \times Sf \times Lsp \times L_{tot}$ |
| Peso scatolare finale | Pscat | 1244 kN | $Ps + Pp + Pf$ |
| Lunghezza max muri avambecco | Lmuri | 2.60 m | |
| Altezza muri avambecco | Hmuri | 2.20 m | <i>A fav di sic si considerano alti quanto lo scatolare</i> |
| Spessore muri avambecco | Smuri | 0.30 m | |
| Numero muri avambecco | n | 2.00 [-] | |
| Peso muri d'ala | Pmuri | 49 kN | $\gamma_{cls} \times Smuri \times Lmuri \times Hmuri$ |
| Peso totale monolite | Pmon | 1293 kN | $Pscat + Pmon$ |

PLATEA

| | | | |
|-----------------------------------|----------------|---------------|---|
| Lunghezza platea di varo | Lu,pv | 26 m | |
| Larghezza platea di varo | La,pv | 2.60 m | |
| Altezza platea di varo | Hpv | 0.20 m | |
| Peso platea di varo | Ppv | 338 kN | $\gamma_{cls} \times Lu,pv \times La,pv \times Hpv$ |
| Altezza cordoli | Hcc | 0.20 m | |
| Larghezza cordoli | Lcc | 0.20 m | |
| Peso cordoli | Pcc | 26 kN | $\gamma_{cls} \times Lu,pv \times Lcc \times Hcc$ |
| Peso totale platea di varo | Ppv,tot | 364 kN | $Ppv + Pcc$ |

MURO REGGISPINTA

| | | | |
|--|------|--------|--|
| Altezza totale muro reggispinta | Hms | 5.50 m | |
| Altezza muro reggispinta sopra la platea | Hms2 | 4.00 m | |
| Spessore muro reggispinta | Sms | 1.00 m | |
| Lunghezza muro reggispinta | Lms | 4.00 m | |

9.4. VERIFICA GEOTECNICA

Le verifiche geotecniche sono condotte utilizzando l'approccio 2 combinazione 1: A1+M1+R3.

9.4.1. SOLLECITAZIONI - SPINTA DEL MONOLITE

Una volta superata la platea di varo, la resistenza che si oppone allo scorrimento dovuto all'attrito alla base del manufatto vale $P_{mon} \cdot \tan(\varphi)$, valore ottenuto considerando come coefficiente d'attrito $\tan(\varphi)$ del terreno, la tangente dell'angolo d'attrito del terreno stesso.

Nella tabella che segue si riporta il calcolo analitico del peso del monolite nelle due fasi iniziali e finale.

CALCOLO SOLLECITAZIONI

FASE INIZIALE

| | | | |
|-----------------------------------|--------------|----------------|-----------------------|
| Peso totale monolite | P_{mon} | 1293 kN | |
| Coefficiente di attrito in fase 1 | $\tan(\Phi)$ | 1.00 [-] | |
| Spinta di primo distacco | Sin | 1293 kN | $P_{mon} \times \phi$ |

FASE FINALE

Attrito alla base del monolite

| | | | |
|--|--------------|------------------------|--|
| Peso totale monolite | P_{mon} | 1293 kN | |
| Sovraccarico su soletta inferiore | q | 0.00 kN/m ² | |
| Peso sovraccarico su soletta inferiore | P_{ss} | 0.00 kN | $q \times L \times L_{int}$ |
| Coeff. di attrito | $\tan(\Phi)$ | 0.466 [-] | |
| Forza di attrito alla base del monolite | Sfin | 603 kN | $(P_{mon} + P_{ss}) \times \tan(\Phi)$ |

Attrito laterale

SPINTA A VUOTO

NO

| | | | |
|---|---------------|-------------------------|---|
| Pressione asse soletta superiore | $P1$ | 13.51 kN/m ² | Da condizione di carico SPTDX/SX monolite |
| Pressione asse soletta inferiore | $P2$ | 68.54 kN/m ² | Da condizione di carico SPTDX/SX monolite |
| Spinta laterale terreno | S_{plat} | 90 kN/m | $(P1+P2) \times H_{tot} / 2$ |
| Coeff. di attrito laterale | $\tan(\Phi')$ | 0.466 [-] | |
| Forza di attrito parete dx | $S_{lat,1}$ | 968 kN | $S_{plat} \times \tan(\Phi') \times L_{sp}$ |
| Forza di attrito parete sx | $S_{lat,2}$ | 968 kN | $S_{plat} \times \tan(\Phi') \times L_{sp}$ |
| Forza di attrito pareti laterali | Fattr | 1936 kN | $S_{lat,1} + S_{lat,2}$ |

FASE INIZIALE / FASE FINALE - Spinta totale di infissione

| | | | |
|---|------------------------|----------------|-----------------------------------|
| Spinta complessiva in FASE INIZIALE | S_{T1} | 1293 kN | Sin |
| Spinta complessiva in FASE FINALE | S_{T2} | 2539 kN | Sfin+Fattr |
| Coefficiente moltiplicativo dei carichi | γ_f | 1.30 [-] | |
| Spinta di progetto | S_{T,d} | 3301 kN | $(S_{T1}+S_{T2}) \times \gamma_f$ |

9.4.2. SPINTA PASSIVA

Il calcolo della spinta passiva opposta dal terreno a tergo del muro reggispinta viene effettuato considerando le caratteristiche di resistenza del terreno di riempimento.

Nella tabella seguente si riporta il calcolo della resistenza passiva del terreno.

CALCOLO DELLA RESISTENZA

RESISTENZA PASSIVA

Il calcolo della spinta passiva opposta dal terreno a tergo del muro reggispinta viene effettuato considerando le caratteristiche di resistenza del terreno di riempimento.

Nella tabella seguente si riporta il calcolo della resistenza passiva del terreno

| | | | | |
|--|---------------|-------------------------------|----------------|---|
| Sovraccarico terreno | | q | 0 kN/mq | |
| Tensione verticale estradosso murc | z=0.00 | $\sigma'_{v,3}$ | 0 kN/mq | $[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (z-qw)] * Kp$ |
| Tensione verticale intradosso murc | z=5.50 | $\sigma'_{v,4}$ | 110 kN/mq | $[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (z-qw)] * Kp$ |
| Press. dovuta alla spinta pass. in testa al muro | | σ'_{p1} | 0 kN/mq | $2 \times c' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v+q})$ |
| Press. dovuta alla spinta pass. alla base del muro | | σ'_{p2} | 330 kN/mq | $2 \times c' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v+q})$ |
| Spinta passiva resistente | | $R_{p,max}$ | 3630 kN | |

9.4.3. RESISTENZA ALLO SCORRIMENTO

Il contributo di resistenza allo scorrimento, offerto dalla platea di varo, si valuta come segue:

RESISTENZA ALLO SCORRIMENTO

Il contributo di resistenza allo scorrimento, offerto dalla platea di varo, si valuta come segue:

FASE INIZIALE

| | | | |
|---|------------------------------|---------------|--|
| Peso monolite | P _{mon} | 1293 kN | |
| Peso platea di varo | P _{pv} | 364 kN | |
| Coefficiente di attrito | $\tan(\Phi)$ | 0.466 [-] | |
| Contrib. alla resist. platea varo+monolite | R_{mon+pv,in} | 773 kN | $(P_{mon} + P_{pv}) \times \tan(\Phi)$ |

FASE FINALE

| | | | |
|--|---------------------------|---------------|--|
| Peso platea di varo | P _{pv} | 364 kN | |
| Coefficiente di attrito | $\tan(\Phi)$ | 0.466 [-] | |
| Contrib. alla resist. platea varo | R_{pv,fin} | 170 kN | $(P_{mon} + P_{pv}) \times \tan(\Phi)$ |

9.4.4. CALCOLO COEFFICIENTE DI SICUREZZA

I valori risultanti dalle forze di reazione su cui si può fare affidamento nelle due fasi per vincere le resistenze per attrito e far muovere il monolite e i corrispondenti coefficienti di sicurezza CS valgono:

CALCOLO COEFFICIENTI DI SICUREZZA

| | | | |
|--|---------------|----------------------|-----------|
| Spinta complessiva FASE INIZIALE | S_{T1} | 1681 kN | |
| Spinta complessiva FASE FINALE | S_{T2} | 3301 kN | |
| Contrib. platea di varo+monolite FASE INIZIALE | R_{pv+mon} | 773 kN | |
| Contrib. platea di varo FASE FINALE | R_{pv} | 170 kN | |
| Resist. pass. FASE INIZIALE+FASE FINALE | $R_{p,max}$ | 3630 kN | |
| Coefficiente parziale di sicurezza | γ_{R1} | 1.1 | |
| VERIFICA FASE INIZIALE | C.S. | 2.62 > 1.1 | OK |
| VERIFICA FASE FINALE | C.S. | 1.15 > 1.1 | OK |

La spinta resistente che può essere mobilitata è maggiore della spinta necessaria all'infissione del manufatto per entrambe le fasi.

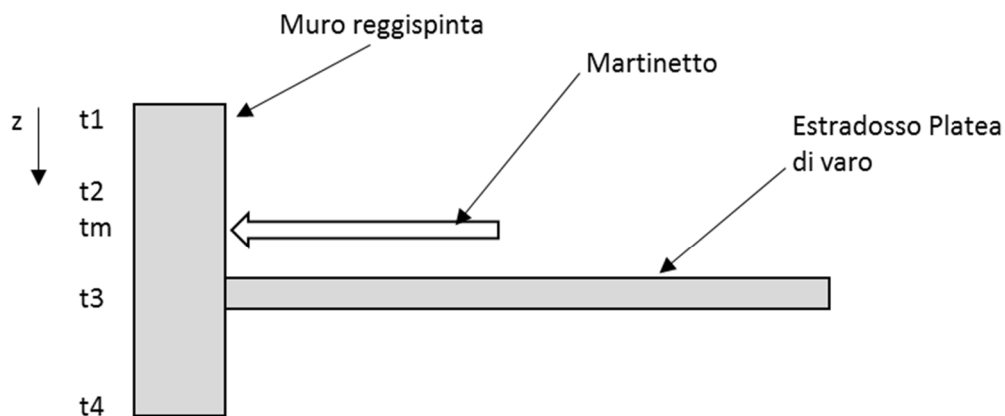
9.5. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali nei confronti dello SLU sono condotte utilizzando l'approccio 1 combinazione 1: A1+M1+R1.

9.5.1. VERIFICA MURO REGGISPINTA

Il procedimento utilizzato per il calcolo delle spinte è lo stesso già mostrato nei paragrafi precedenti, utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza dei terreni M1.

Si riportano i calcoli:



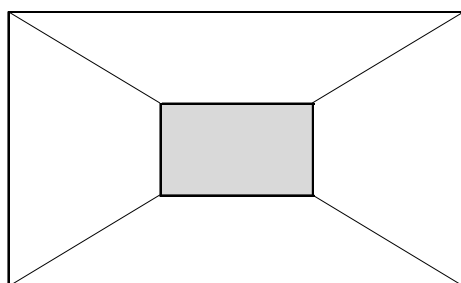
t1= in testa al muro reggispinga
t2= in corrispondenza del martinetto
tm=interasse martinetto
t3= in corrispondenza della platea di v
t4= alla base del muro reggispinga

| | σ'_v [kN/m ²] | σ'_p [kN/m ²] | z [m] |
|-----------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------|
| t1 | 0 | 0.0 | 0.00 |
| t2 | 72 | 216.0 | 3.60 |
| tm | 76 | 228.0 | 3.80 |
| t3 | 84 | 252.0 | 4.20 |
| t4 | 110 | 330.0 | 5.50 |

9.5.1.1. SOLLECITAZIONI MURO REGGISPINTA ARMATURE ORIZZONTALI

Si considera la spinta passiva agente in corrispondenza del martinetto e si distribuisce su una fascia di carico pari alle dimensioni della piastra del martinetto, di 0.40x0.40 m, più la distribuzione del carico stesso a 45° nello spessore del muro reggispinta, pari a 1.00 m.

CALCOLO SOLLECITAZIONI MURO REGGISPINTA ARMATURE ORIZZONTALI



| | | |
|-----------|------|------|
| h1/2 | 0.40 | h1/2 |
| 0.40 + h1 | | |

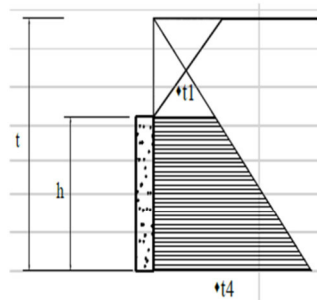
Il calcolo delle armature orizzontali è stato svolto considerando il comportamento del muro reggispinta come una mensola, la cui lunghezza è pari alla distanza tra la fine della fascia di distribuzione del carico sopra descitta e l'estremità laterale del muro stesso.

Si riportano i calcoli effettuati:

| | | | |
|---|-----------------------------|----------------|---|
| Larghezza piastra martinetto | L_m | 0.40 m | |
| Altezza piastra martinetto | H_m | 0.40 m | |
| Interasse martinetti | i_m | 1.50 m | |
| Fascia di diffusione martinetto | f_a | 1.40 m | |
| Sbalzo di calcolo | l | 0.55 m | $(L_{ms}/2) - (f_a/2)$ |
| Carico distribuito dovuto alla spinta | q_p | 825 kN/m | $S_{T,d} / L_{ms}$ |
| Coefficiente moltiplicativo dei carichi | γ_{SLU} | 1.3 [-] | |
| Momento ultimo agente sul muro reggispinta | M_{slu} | 125 kNm | $\gamma_{SLU} \times \sigma'_p \times f_a \times l^2 / 2$ |
| Taglio ultimo agente sul muro reggispinta | V_{slu} | 454 kN | $\gamma_{SLU} \times \sigma'_p \times f_a \times l$ |
| Momento in esercizio sul muro reggispinta | M_{sle} | 96 kNm | $\sigma'_p \times f_a \times l^2 / 2$ |

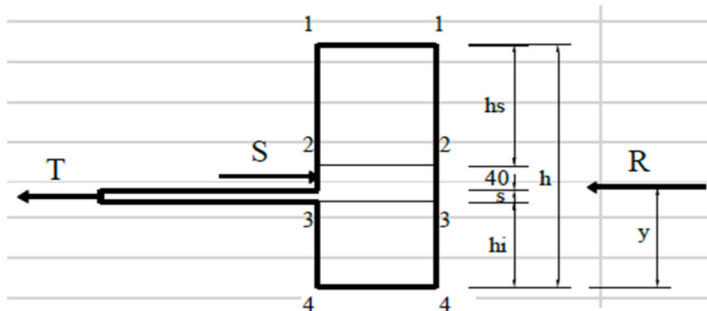
9.5.1.2. SOLLECITAZIONI MURO REGGISPINTA ARMATURE VERTICALI

Per il calcolo dell'armatura verticale si assume la configurazione seguente:



Al fine di valutare le sollecitazioni nelle sezioni critiche della parete di spinta si fa riferimento al seguente schema di calcolo. Di seguito si valutano il valor medio della reazione del terreno, le pressioni in testa e al piede del muro e il momento di verifica nella sezione 2 e 3. Le verifiche saranno condotte considerando, quindi, le sollecitazioni al metro lineare di muro. Si riportano le formule utilizzate nella verifica:

$$R_y + T (h_i + s/2) - S (h_i + s + 0.40) = 0$$



$$R \cdot y = \left[\frac{1}{2} \cdot \sigma_{t1} \cdot h^2 + \frac{1}{6} \cdot (\sigma_{t4} - \sigma_{t1}) \cdot h^2 \right] \cdot b$$

| | | | |
|--|-----|--------|---------------------|
| Spessore soletta | Hpv | 0.20 m | |
| Altezza muro reggispinta | Hms | 5.50 m | |
| Distanza testa muro-filo piastra martinetto | hs | 3.60 m | $H_{m2} - s_2$ |
| Distanza base muro-intradosso platea di varo | hi | 1.30 m | $H - h_j - s - s_2$ |

VALORI TENSIONALI

| | | | | |
|---|--------------|------------------|-------------------------|---|
| Tensioni verticali in testa al muro | z=0.0 | $\sigma'_{v,t1}$ | 0 | $[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (z-qw)] * Kp$ |
| Tensioni in testa al muro | | $\sigma_{p,t1}$ | 0.0 kN/m ² | $2 \times e' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v+q})$ |
| Tensioni verticali alla base del mur | z=5.5 | $\sigma'_{v,t4}$ | 110 | $[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (z-qw)] * Kp$ |
| Tensioni alla base del muro | | $\sigma_{p,t4}$ | 330.0 kN/m ² | $2 \times e' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v+q})$ |
| Tensioni verticali sez.2 | z=3.6 | $\sigma'_{v,t2}$ | 72 | $[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (z-qw)] * Kp$ |
| Tensioni sez.2 | | $\sigma_{p,t2}$ | 216.0 kN/m ² | $2 \times e' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v+q})$ |
| Tensioni verticali sez.3 | z=4.2 | $\sigma'_{v,t3}$ | 84 | $[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (z-qw)] * Kp$ |
| Tensioni sez.3 | | $\sigma_{p,t3}$ | 252.0 kN/m ² | $2 \times e' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v+q})$ |
| Coefficiente moltiplicativo dei carichi | | γ_q | 1.3 [-] | |

SEZIONE 2

| | | | |
|----------------------------------|------------|---------------------|---|
| Momento ultimo di calcolo agente | M_{slu2} | 606.53 kNm/m | $1/2 \times \sigma_{t1} \times h_s^2 + 1/6 \times (\sigma_{t2} - \sigma_{t1}) \times h_s^2 \times \gamma q$ |
| Taglio ultimo di calcolo agente | V_{slu2} | 505.44 kN/m | $\sigma_{t1} \times h_s + 1/2 \times (\sigma_{t2} - \sigma_{t1}) \times h_s$ |
| Momento di esercizio agente | M_{sle2} | 466.56 kNm/m | $1/2 \times \sigma_{t1} \times h_s^2 + 1/6 \times (\sigma_{t2} - \sigma_{t1}) \times h_s^2$ |

SEZIONE 3

| | | | |
|----------------------------------|------------|---------------------|---|
| Momento ultimo di calcolo agente | M_{slu3} | 685.18 kNm/m | $1/2 \times \sigma_{t3} \times h_i^2 + 1/3 \times (\sigma_{t4} - \sigma_{t3}) \times h_i^2 \times \gamma q$ |
| Taglio ultimo di calcolo agente | V_{slu3} | 674.31 kN/m | $\sigma_{t3} \times h_i + 1/2 \times (\sigma_{t3} - \sigma_{t3}) \times h_i$ |
| Momento di esercizio agente | M_{sle3} | 527.06 kNm/m | $1/2 \times \sigma_{t3} \times h_i^2 + 1/6 \times (\sigma_{t4} - \sigma_{t3}) \times h_i^2$ |

9.5.1.3. VERIFICA DEL MURO REGGISPINTA

Si riportano una tabella riassuntiva delle caratteristiche geometriche della sezione di calcolo, le armature e le verifiche allo SLU e allo SLE:

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MURO REGGISPINTA
ARMATURA VERTICALE

| | | |
|------------------------------------|-----------------|----------------------|
| Armatura principale esterna | F22 /100 | 3801 mm ² |
| Armatura principale interna | F22 /100 | 3801 mm ² |
| Armatura a taglio | F12 /200 | 2 braccia |
| Copriferro armatura sup. compressa | c' | 59 mm |
| Copriferro armatura inf. Tesa | c | 59 mm |

Sollecitazioni di calcolo

| | | |
|---|-----|----------------|
| Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione] - SLU | Ned | 0 kN |
| Momento flettente di calcolo [(+) - SLU | Med | 685 kNm |
| Taglio di calcolo [(+) - SLU | Ved | 674 kN |
| Momento flettente di calcolo [(+) - SLE RARA | Med | 527 kNm |

SLU - Momento e Taglio resistenti

| Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N> | <S-N> | S | Coeff.Sfrutt. |
|---|-------|----------|---------------|
| Momento ultimo resistente | Mrd | 1336 kNm | 51% |
| Taglio ultimo resistente senza staffe | Vrd | 291 kN | 232% |
| Taglio ultimo resistente | Vrd | 813 kN | 83% |
| Momento torcente ultimo resistente | Trd | 7 kNm | |

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

| | | | |
|--|----------|---------|-----|
| Tensione barre superiori [(-)Compresso] | Sigs-sup | -42 Mpa | 12% |
| Tensione barre inferiori [(+)Teso] | Sigs-inf | 160 Mpa | 44% |
| Tensione cls superiore [(-)Compresso] | Sigc-sup | -4 Mpa | 25% |
| Tensione cls inferiore [non reag.Trazione] | Sigc-inf | 0 Mpa | |
| Momento di prima fessurazione | Mcr | 483 kNm | |
| Ampiezza di fessura | wk | 0.19 mm | 93% |

Coeff.Sfrutt.Max 93%

OK

ARMATURA ORIZZONTALE

| | | |
|------------------------------------|----------|----------------------|
| Armatura principale esterna | F16 /200 | 1407 mm ² |
| Armatura principale interna | F16 /200 | 1407 mm ² |
| Armatura a taglio | F10 /200 | 2 braccia |
| Copriferro armatura sup. compressa | | 40 mm |
| Copriferro armatura inf. Tesa | | 40 mm |

Sollecitazioni di calcolo

| | | |
|---|-----|---------|
| Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione] - SLU | Ned | 0 kN |
| Momento flettente di calcolo [(+) - SLU | Med | 125 kNm |
| Taglio di calcolo [(+) - SLU | Ved | 454 kN |
| Momento flettente di calcolo [(+) - SLE RARA | Med | 96 kNm |

SLU - Momento e Taglio resistenti

| Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N> | <S-N> | S | Coeff.Sfrutt. |
|---|-------|---------|---------------|
| Momento ultimo resistente | Mrd | 519 kNm | 24% |
| Taglio ultimo resistente senza staffe | Vrd | 411 kN | 110% |
| Taglio ultimo resistente | Vrd | 658 kN | 69% |
| Momento torcente ultimo resistente | Trd | 9 kNm | |

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

| | | | |
|--|----------|---------|-----|
| Tensione barre superiori [(-)Compresso] | Sigs-sup | -9 Mpa | 3% |
| Tensione barre inferiori [(+)Teso] | Sigs-inf | 76 Mpa | 21% |
| Tensione cls superiore [(-)Compresso] | Sigc-sup | -1 Mpa | 6% |
| Tensione cls inferiore [non reag.Trazione] | Sigc-inf | 0 Mpa | |
| Momento di prima fessurazione | Mcr | 619 kNm | |
| Ampiezza di fessura | wk | 0.11 mm | 54% |

69%

OK

Riepilogo armature muro reggispinta:

| Elemento strutturale | Armatura Verticale | Armatura Orizzontale | Armatura a taglio |
|----------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------|
| Sezione Sp.=100cm | $\Phi 22/10$ sup. e inf. | $\Phi 16/20$ sup. e inf. | $\Phi 10/200/400$ |

9.5.2. VERIFICA DELLA PLATEA DI VARO

Il calcolo della platea di varo è effettuato nell'ipotesi che l'armatura longitudinale nella stessa sia in grado di assorbire l'azione di attrito trasmessa dal monolite in fase di spinta.

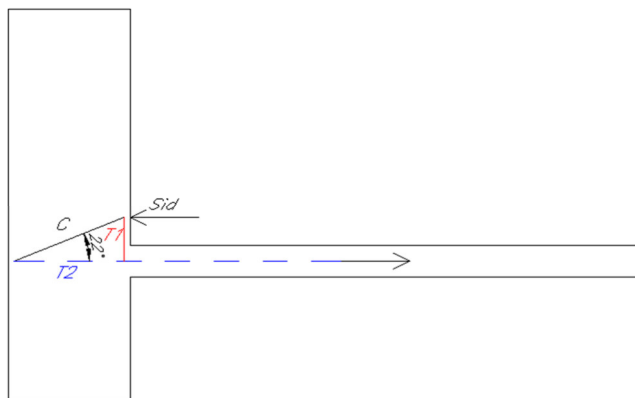
In direzione trasversale si dispone in soletta armatura di ripartizione sia all'estradosso che all'intradosso della soletta pari a circa il 25% dell'armatura longitudinale principale.

Lo sforzo di trazione agente sulla platea di varo varia linearmente dal valore massimo calcolato nella sezione di attacco al muro reggispinta sino al valore nullo all'estremità opposta.

La platea di varo è soggetta ad azioni taglianti trascurabili, pertanto la relativa verifica a taglio viene omessa.

L'azione di spinta applicata dai martinetti $S_{ED,T2}$ e la corrispettiva azione di tiro impressa dalla soletta di varo $N_{EK,T2}$ vengono riportati nella tabella nella pagina successiva.

Il muro reggispinta è quindi sottoposto ad un regime di sforzi le cui risultanti di trazione e compressione si esplicano come in figura a seguire:



Il corrente teso inferiore (T2) sottopone a trazione le barre di armatura della soletta di varo.

Si riporta la verifica delle armature longitudinali e trasversali della platea di varo:

CALCOLO DELLA FORZA DI TRAZIONE

| | | |
|---|----------------|-------------------|
| Sforzo di trazione agente sulla platea al metro | $S_{Ek,T2}$ | 497.3 kN/m |
| Forza di trazione agente nella soletta di varo | $N_{Ek,T2}$ | 1293.0 kN |
| Coefficiente moltiplicativo dei carichi | γ_{SLU} | 1.5 [-] |
| Sforzo assiale di progetto | $S_{Ed,T2}$ | 746.0 kN/m |

ARMATURA LONGITUDINALE

| | | |
|---|---------------|---------------------------|
| Resistenza caratteristica dell'acciaio d'armatura | f_{yk} | 450 N/mm ² |
| Coefficiente di sicurezza | γ_s | 1.15 [-] |
| Resistenza di progetto dell'acciaio d'armatura | f_{yd} | 391.3 N/mm ² |
| Diametro armatura longitudinale | ϕ_{long} | 16 [-] |
| Passo barre armatura longitudinale | p_1 | 200 mm |
| Numero strati armature | n | 2 [-] |
| Numero barre in direzione longitudinale | n_1 | 10 [-] |
| Area minima di armatura resistente necessaria | $A_{s,min}$ | 1906.3 mm ² /m |
| Area totale di armatura longitudinale | $A_{s,eff}$ | 2010.6 mm ² /m |
| Coefficiente di sicurezza | C.S. | 1.05 [-] |

OK

ARMATURA TRASVERSALE

| | | |
|---|---------------|--------------------------|
| Resistenza caratteristica dell'acciaio d'armatura | f_{yk} | 450 N/mm ² |
| Coefficiente di sicurezza | γ_s | 1.15 [-] |
| Resistenza di progetto dell'acciaio d'armatura | f_{yd} | 391.3 N/mm ² |
| Diametro armatura longitudinale | ϕ_{long} | 12 [-] |
| Passo barre armatura longitudinale | p_2 | 400 mm |
| Numero strati armature | n | 2 [-] |
| Numero barre in direzione longitudinale | n_2 | 5 [-] |
| Area minima di armatura resistente necessaria | $A_{s,min}$ | 502.7 mm ² /m |
| Area totale di armatura trasversale | $A_{s,eff}$ | 565.5 mm ² /m |
| Coefficiente di sicurezza | C.S. | 1.1 [-] |

OK

Riepilogo armature platea di varo:

| Elemento strutturale | Armatura Longitudinale | Armatura Trasversale | Armatura a taglio |
|----------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------|
| Sezione Sp.=20cm | $\Phi 16/20$ sup. e inf. | $\Phi 12/40$ sup. e inf. | - |

 9.6. CALCOLO INCIDENZA ARMATURE
Incidenza armature:

| | | |
|--------------------------|------------|---------|
| Larghezza sezione Platea | $L_{a,pv}$ | 2.60 m |
| Altezza sezione Platea | H_{pv} | 0.20 m |
| Larghezza sezione Muro | L_{ms} | 4.00 m |
| Altezza sezione Muro | S_{ms} | 1.00 m |
| Copriferro | c | 0.05 mm |
| incidenza sovrapp. | | 20% |

| Elem. | $\varnothing 1$ sup/int [mm] | pass1 [mm] | $\varnothing 2$ sup/int [mm] | pass2 [mm] | $\varnothing 3$ inf/ext [mm] | pass3 [mm] | $\varnothing 4$ inf/ext [mm] | pass4 [mm] | \varnothing_{leg} [mm] | \varnothing_{leg} pass1 [mm] | \varnothing_{leg} pass2 [mm] |
|----------------------------|------------------------------|----------------|------------------------------|------------|------------------------------|-------------|------------------------------|------------|--------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| Muro reggispinta | 22 | 100 | 0 | 1000 | 22 | 100 | 0 | 1000 | 10 | 200 | 400 |
| Platea | 16 | 200 | 0 | 1000 | 16 | 200 | 0 | 1000 | 0 | 1000 | 1000 |
| Ripartiz. muro reggispinta | 16 | 200 | x | 2 strati | | | | | | | |
| Ripartiz. platea | 12 | 400 | x | 2 strati | | | | | | | |
| Elem. | $L\varnothing$ [m] | L_{leg} [mm] | Vol [m ³] | Peso [kg] | incd [kg/m ³] | Inc% | | | | | |
| Muro reggispinta | 3.81 | 1.10 | 4.0 | 314 | 78 | 70% | | | | | |
| Platea | 2.50 | 0.30 | 0.5 | 47 | 91 | 11% | | | | | |
| Ripartiz. muro reggispinta | | | 4.0 | 76 | 19 | 17% | | | | | |
| Ripartiz. platea | | | 0.5 | 14 | 27 | 3% | | | | | |
| TOTALE | | | 4.5 | 451 | 100 | 100% | | | | | |