

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)

INTERFERENZE IDRAULICHE: VIABILITA'

NI06 - Tombino Scatolare 3X3 su NV01

Relazione di calcolo scatolare

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 26 CL NI0600 001 B

| Rev. | Descrizione | Redatto | Data | Verificato | Data | Approvato | Data | Autorizzato Data |
|------|---------------------|---------------------------------|----------|------------------|----------|---------------|----------|----------------------|
| A | Emissione Esecutiva | ATI Sintagma Rocksoll - Edin | Gen-2020 | M.Salleolini | Gen-2020 | A.Barreca | Gen-2020 | F.Sacchi Apr-2020 |
| B | Emissione Esecutiva | ATI Sintagma Rocksoll - Edin | Apr-2020 | M.Salleolini | Apr-2020 | A.Barreca | Apr-2020 | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

INDICE

| | |
|--|----|
| 1. PREMESSA..... | 4 |
| 2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA..... | 5 |
| 3. PROGETTO NUOVO TOMBINO..... | 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. MODELLO DI CALCOLO..... | 11 |
| 3.7. ANALISI DEI CARICHI..... | 13 |
| 3.8. COMBINAZIONI DI CARICO..... | 20 |
| 3.9. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI..... | 27 |
| 3.9.1. INVILUPPO SLU-SLV..... | 27 |
| 3.9.2. INVILUPPO SLE (RARA)..... | 31 |
| 3.10. VERIFICHE..... | 34 |
| 3.11. ARMATURE DI RIPARTIZIONE..... | 40 |
| 3.12. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE..... | 43 |
| 3.13. VERIFICHE GEOTECNICHE..... | 44 |
| 3.13.1. BASE REACTION..... | 44 |
| 3.13.2. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI DRENATE..... | 48 |
| 3.13.3. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI NON DRENATE..... | 56 |
| 3.13.4. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI DRENATE..... | 62 |
| 3.13.5. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI NON DRENATE..... | 70 |
| 3.13.6. TABELLA VERIFICHE GEOTECNICHE GEO..... | 76 |
| 3.14. OPERE DI IMBOCCO E SBOCCO..... | 77 |
| 3.14.1. GEOMETRIA..... | 77 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| 3.14.2. | ANALISI DEI CARICHI | 77 |
| 3.14.3. | COMBINAZIONI DI CARICO | 80 |
| 3.14.4. | CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI | 82 |
| 3.14.4.1. | <i>INVILUPPO SLU-SLV</i> | 82 |
| 3.14.4.2. | <i>INVILUPPO SLE (RARA)</i> | 86 |
| 3.14.5. | VERIFICHE | 89 |
| 3.14.5.1. | <i>VERIFICHE DELLE SEZIONI</i> | 90 |
| 3.14.5.2. | <i>VERIFICHE GEOTECNICHE</i> | 93 |
| 3.14.5.2.1. | <i>BASE REACTION</i> | 93 |
| 3.14.6. | <i>VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI DRENATE</i> | 97 |
| 3.14.7. | <i>VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI NON DRENATE</i> | 105 |
| 3.14.8. | <i>VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI DRENATE</i> | 111 |
| 3.14.9. | <i>VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI NON DRENATE</i> | 119 |
| 3.14.10. | <i>TABELLA VERIFICHE GEOTECNICHE GEO</i> | 125 |

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, di un sottopasso stradale lungo la linea ferroviaria “Messina-Catania-Palermo”, facente parte del nuovo collegamento Palermo-Catania, tratta Lercara –Caltanissetta Xirbi (Lotto 3).

Lo scatolare in oggetto è situato alla progressiva 2+134.09.

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, una trasversale e uno stralcio planimetrico dello scatolare:

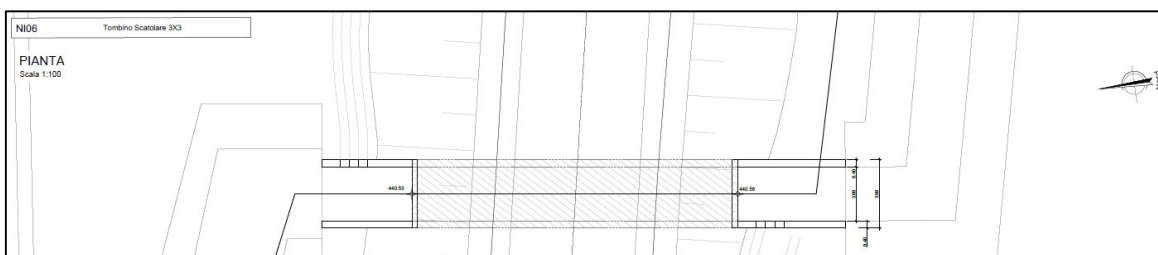


Figura 1a. Stralcio planimetrico dello scatolare

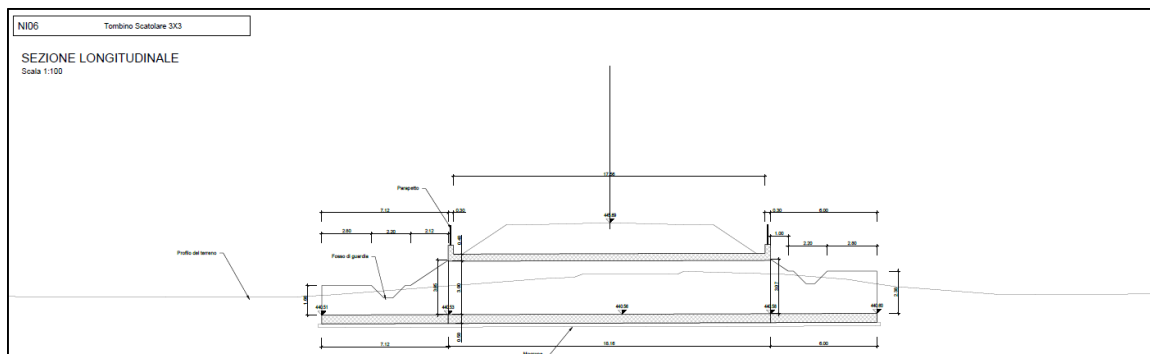


Figura 1b. Sezione longitudinale dello scatolare

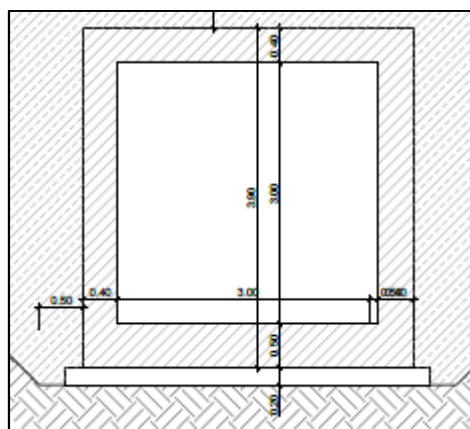


Figura 1c. Sezione trasversale dello scatolare

2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Il tombino sottopassa la strada adiacente alla linea ferroviaria ad una distanza fra piano rotabile ed estradosso soletta pari ad H_{ric} . Esso ha dimensioni interne $L_{int} \times H_{int}$, con piedritti e soletta superiore di spessore $S_p = S_s = L_{int}/10 + 10\text{cm}$, soletta inferiore di spessore $S_f = S_s + 10\text{cm}$. Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Nella figura [Fig. 2] di cui al paragrafo precedente sono riportate schematicamente la geometria dell'opera e la simbologia adottata.

Le caratteristiche geometriche hanno la seguente simbologia (unità di misura metri):

| | |
|----------------------------|-----------|
| Larghezza utile | L_{int} |
| Altezza libera | H_{int} |
| Spessore piedritti | S_p |
| Spessore soletta | S_s |
| Spessore fondazione | S_f |
| Altezza pacchetto stradale | H_s |
| Rinterro (superiore) | H_r |
| Ricoprimento | H_{ric} |
| Larghezza totale | L_{tot} |
| Altezza totale | H_{tot} |

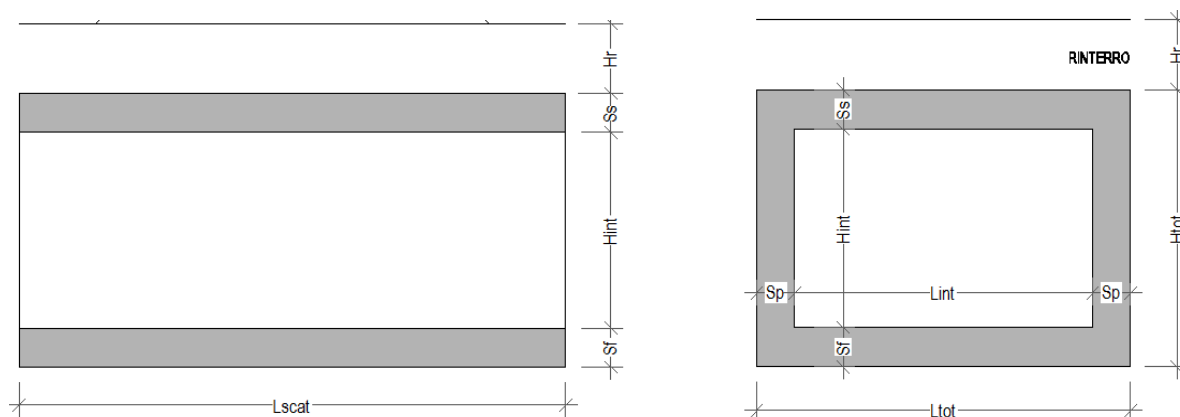


Figura 2. Simbologia adottata

3. PROGETTO NUOVO TOMBINO

Nel presente paragrafo si riportano i calcoli volti alla progettazione di un nuovo tombino 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:

- 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
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - Sezione 2 Ponti e Strutture
- RFI DTC SI SP IFS 001 C Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili
- EC08 Eurocodice 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.

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 | (°) |

3.3. GEOMETRIA

| | | | |
|----------------------------|------|--------|-----------------------------------|
| Larghezza utile | Lint | 3,00 m | luce interna scatolare |
| Altezza libera | Hint | 3,00 m | altezza interna scatolare |
| Spessore piedritti | Sp | 0,40 m | (consigliato: Sp = Ss) |
| Spessore soletta | Ss | 0,40 m | (consigliato: Ss = Lint/10+10cm.) |
| Spessore fondazione | Sf | 0,50 m | (consigliato: Sf = Ss + 10cm.) |
| Altezza pacchetto stradale | Hs | 0,20 m | |
| Rinterro (superiore) | Hr | 1,60 m | |
| Ricoprimento | Hric | 1,80 m | Hs+Hr |
| Larghezza totale | Ltot | 3,80 m | Lint+2xSPp |
| Altezza totale | Htot | 3,90 m | Hint+SPs+SPf |

3.4. MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

Calcestruzzo C (30/37) le cui caratteristiche principali sono:

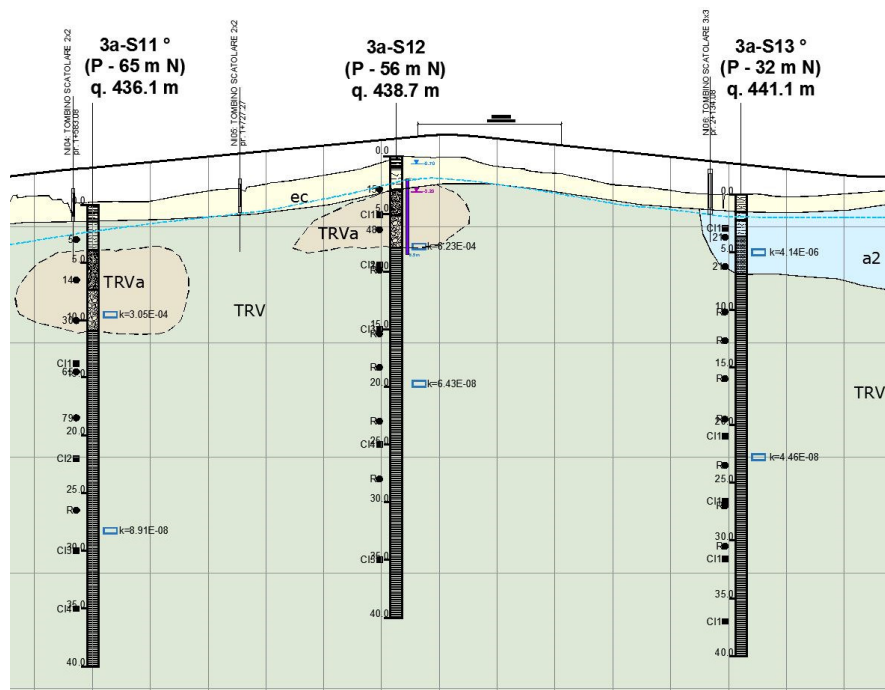
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$, dove:
 - $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$;
 - $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m$, 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: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

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

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

3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si riporta di seguito uno stralcio del profilo geotecnico (RS3T30D26F6GE0000001C) della zona di riferimento:



Per l'inquadrimento geotecnico si fa riferimento alla relazione geotecnica, della quale si riportano gli stralci significativi del profilo geotecnico e dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, del rinterro e del rinfianco.

Lo strato significativo del profilo geotecnico è l'unità

1) a2

la cui descrizione nella relazione geotecnica è: alluvioni (argilla e argilla limosa)

Peso specifico terreno

γ_t rif.geotec. kN/m³

angolo d'attrito terreno

ϕ rif.geotec. [°]

coesione terreno

c rif.geotec. kN/m²

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

Peso specifico rinterro

γ_t 19,0 kN/m³

angolo di attrito rinterro

ϕ' 38,0 [°] 0,663 [rad]

coesione rinterro

c 0,0 kN/m²

Peso specifico terreno di rinfianco

γ_t 20,0 kN/m³

angolo di attrito terreno di rinfianco

ϕ' 38,0 [°] 0,663 [rad]

coesione terreno di rinfianco

c 0,0 kN/m²

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:

$$s = B \cdot ct \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot (1 - \nu^2) / E$$

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 = modulo elastico medio 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:

$$kw = E / [(1 - \nu^2) \cdot B \cdot ct]$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, avendo considerato per E un valore medio di quello indicato per l'Unità Geotecnica in esame ed una dimensione longitudinale della fondazione ritenuta potenzialmente collaborante nella diffusione dei carichi:

| | | |
|---------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------|
| Unità stratigrafica | 1) a2 | |
| Descrizione unità stratigrafica | alluvioni (argilla e argilla limosa) | |
| Modulo elastico medio terreno | E | 20000 kN/m ² |
| Coefficiente di Poisson medio terreno | ν | 0,3 |
| Lato minore della fondazione | B | 1,0 m |
| Lato maggiore della fondazione | L | 3,8 m |
| Rapporto dei lati | L/B | 3,8 |
| Coefficiente adimensionale | ct | 1,566 |
| Costante di sottofondo | Kw | 14035 kN/m ³ |

3.6. MODELLO DI CALCOLO

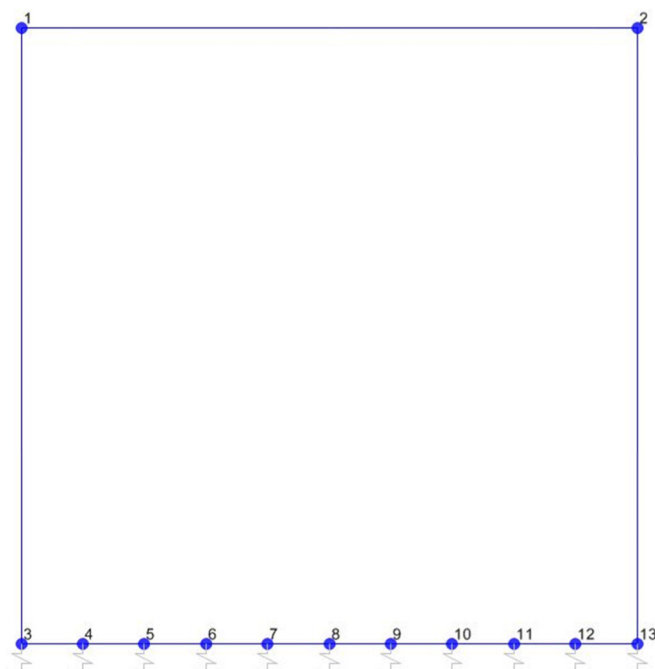
Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

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 | 50 cm | (soletta inferiore) |
| Aste 2, 4 | 100 cm | 40 cm | (Piedritti) |
| Asta 3 | 100 cm | 40 cm | (soletta superiore) |

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

| | |
|-------------|--------|
| Linterasse | 3,40 m |
| Hinterasse | 3,45 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 | 3,450 |
| 2 | 3,400 | 3,450 |
| 3 | 0,000 | 0,000 |
| 4 | 0,340 | 0,000 |
| 5 | 0,680 | 0,000 |
| 6 | 1,020 | 0,000 |
| 7 | 1,360 | 0,000 |
| 8 | 1,700 | 0,000 |
| 9 | 2,040 | 0,000 |
| 10 | 2,380 | 0,000 |
| 11 | 2,720 | 0,000 |
| 12 | 3,060 | 0,000 |
| 13 | 3,400 | 0,000 |

Figura 10. Numerazione nodi modello SAP

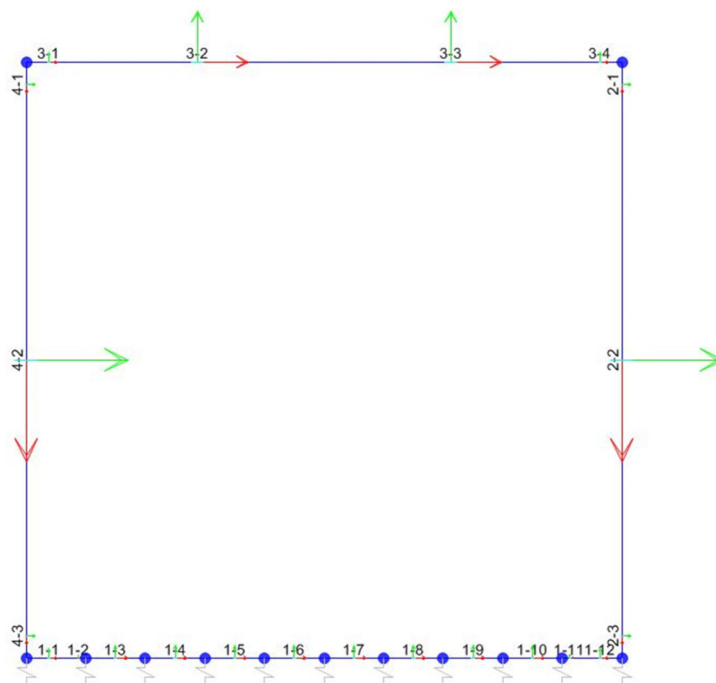


Figura 11: Individuazione elementi modello SAP

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 il caso in esame, si assume il valore del Modulo di reazione verticale desunto dai parametri della relazione geotecnica:

Rigidità molle nodali SAP

| | | |
|----------------------------|----------------------|--------------------------------|
| ks | | 14035 kN/m ³ |
| nodi centrali (6,7,8,9,10) | | |
| Linfl | | 0,340 m |
| Kcentrale | ks x Linfl x 1 | 4772 kN/m |
| nodi intermedi (4,5,11,12) | | |
| Linfl | | 0,340 m |
| Kintermedio | 1,5 x ks x Linfl x 1 | 7158 kN/m |
| nodi estremità (3,13) | | |
| Linfl | | 0,370 m |
| Kestremità | 2,0 x ks x Linfl x 1 | 10386 kN/m |

3.7. 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_{ds} | 25 kN/m ³ | |
| peso singolo piedritto | P_p | 10,00 kN/m | $\gamma_{cls} \times S_p$ |
| peso soletta superiore | P_{ss} | 10,00 kN/m | $\gamma_{cls} \times S_s$ |
| peso fondazione | P_{sf} | 12,50 kN/m | $\gamma_{cls} \times S_f$ |

Permanenti portati (condizione PERM-STR)

| | | | |
|-----------------------------------|------------|------------------------|-------------------------|
| peso specifico pacchetto stradale | γ_s | 24 kN/m ³ | |
| altezza pacchetto stradale | H_s | 0,20 m | |
| Permanente totale | G_{sp} | 4,80 kN/m | $\gamma_b \times H_b$ |
| peso specifico rinterro | γ_r | 19,0 kN/m ³ | |
| altezza rinterro | H_r | 1,60 m | |
| peso rinterro | P_r | 30,40 kN/m | $\gamma_r \times H_r$ |
| Permanente totale | G_{2p} | 35,20 kN/m | $P_b + P_r$ |
| Permanente nodi 1 e 2 | G_{2P} | 7,04 kN | $G_{2p} \times S_p / 2$ |

I carichi concentrati verticali nei nodi 1 e 2 (i nodi tra la soletta superiore e i piedritti), rappresentano il carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del piedritto (la modellazione dello scatolare è stata fatta in asse piedritto).

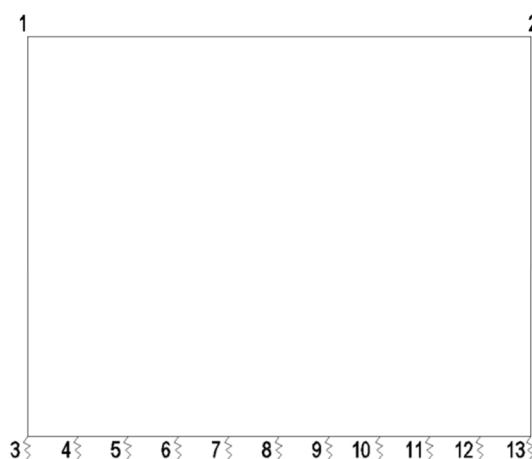


Figura 3. Numerazione dei nodi nel modello strutturale.

Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

| | | | |
|--|----------------|-------------------------|--|
| Peso specifico terreno di rinfiacco | γ_t | 20,0 kN/m ³ | |
| angolo di attrito terreno di rinfiacco | \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 | P_1 | 13,53 kN/m ² | $k_o \times (G_{sp} + P_r)$ |
| Pressione asse soletta superiore | P_2 | 14,99 kN/m ² | $k_o \times (G_{sp} + P_r + \gamma_r \times S_s / 2)$ |
| Pressione asse soletta inferiore | P_3 | 40,18 kN/m ² | $k_o \times [P_b + P_r + \gamma_r \times (S_s + H_{int} + S_f / 2)]$ |
| Pressione intradosso soletta inferiore | P_4 | 42,01 kN/m ² | $k_o \times (P_b + P_r + \gamma_r \times H_{tot})$ |
| Forza concentrata asse soletta superiore | F_1 | 2,85 kN/m | $(P_1 + P_2) / 2 \times S_s / 2$ |
| Forza concentrata asse soletta inferiore | F_2 | 10,27 kN/m | $(P_3 + P_4) / 2 \times S_f / 2$ |

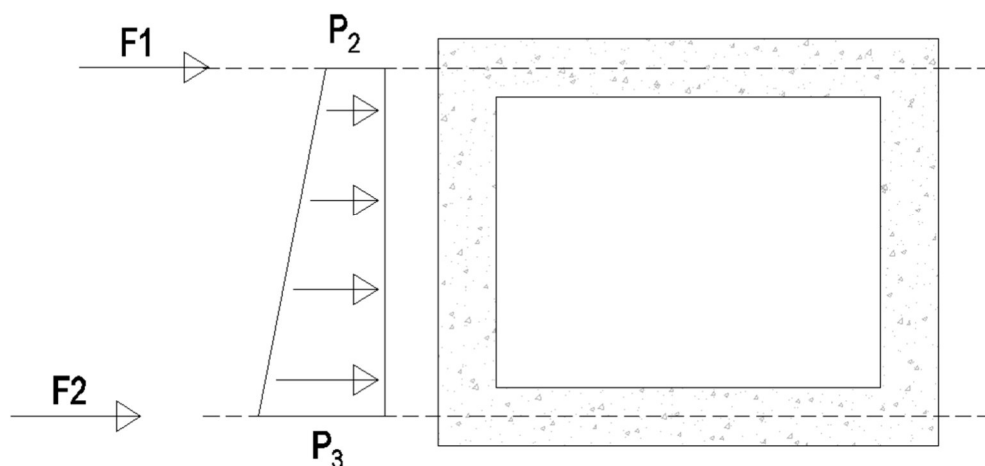


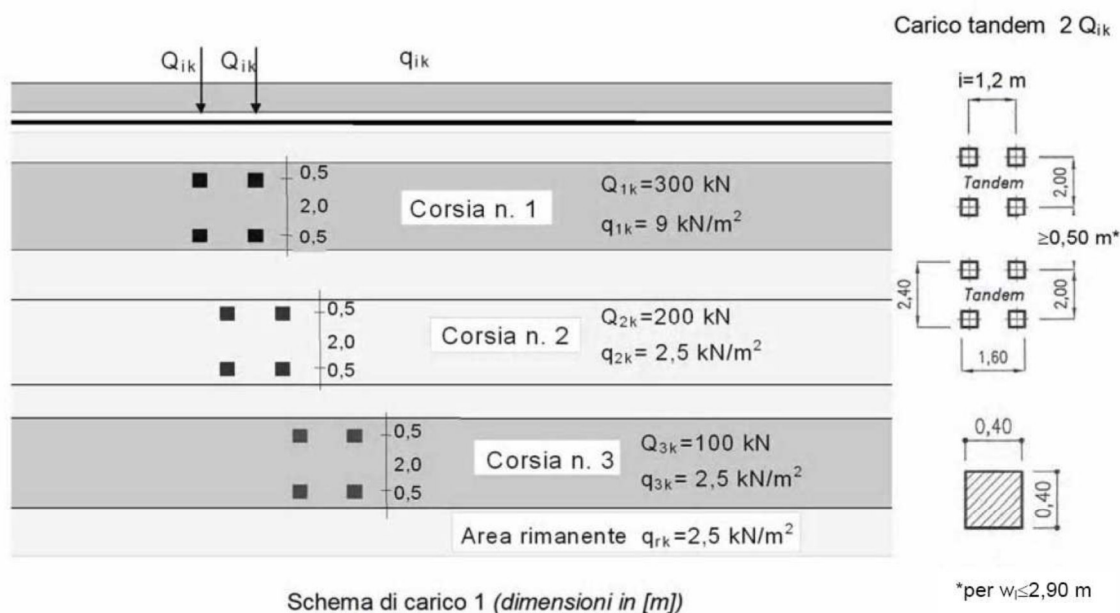
Figura 4. Spinte del terreno

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.

Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM-STR)

Si assume il più gravoso tra i seguenti due schemi di carico:

- carico distribuito uniforme stradale
- schema di carico 1 § 5.1.3.3.3 Cap.5 NTC2018



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

*per $w_l \leq 2,90 \text{ m}$

Figura 20 – Schema di Carico 1 del D.M. 17/01/2018

| | | | |
|--|-------------------|----------------------|----------------------------------|
| Carico distribuito per traffico stradale | qu _{nif} | 20 kN/m ² | |
| Carico distribuito per corsia di carico | q _{1k} | 9 kN/m ² | Schema di carico 1 NTC§5.1.3.3.3 |
| Carico concentrato impronta di carico | Q _{1k} | 150 kN | Schema di carico 1 NTC§5.1.3.3.3 |
| N° Impronte di carico per asse | N _i | 2 | |
| N° Assi | N _a | 2 | |
| Dimensione trasversale impronta di carico | B _{ti} | 0,40 m | |
| Dimensione longitudinale impronta di carico | B _{li} | 0,40 m | |
| Interasse trasversale strada impronte carico | i _{ti} | 2,00 m | |
| Interasse longitudinale strada impronte carico | i _{li} | 1,20 m | |
| Larghezza corsia di carico | w _l | 3,00 m | |

Lo schema di carico 1, che prevede anche la presenza di carichi concentrati, viene ragguagliato allo schema di carico a) mediante una diffusione attraverso il pacchetto stradale e il rinterro fino alla linea d'asse della soletta superiore:

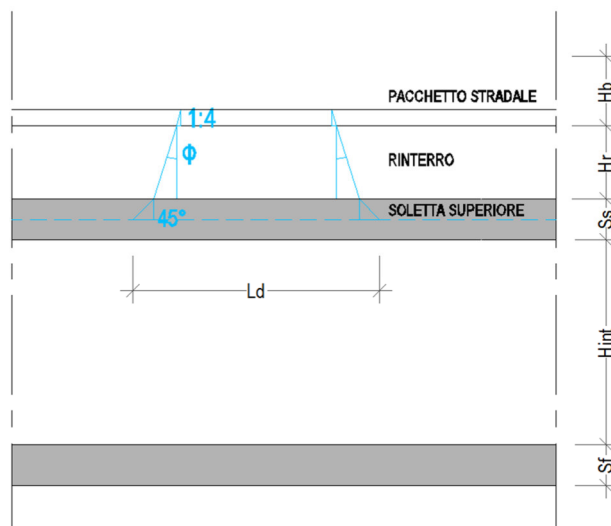


Figura 4. Diffusione dei carichi concentrati dello schema di carico 1

| | | | |
|--|-------|-------------------------|---|
| Ripartizione trasversale strada piano rotabile | rtpr | 2,40 m | $B_i + i_i \cdot (N_i - 1)$ |
| Ripartizione longitudinale strada piano rotabile | rlpr | 1,60 m | $B_l + i_l \cdot (N_a - 1)$ |
| Larghezza di diffusione nel pacchetto stradale | Lds | 0,10 m | Diffusione 1:4 nel pacchetto stradale |
| Larghezza di diffusione nel rinterro | Ldr | 2,50 m | Diffusione secondo angolo attrito |
| Larghezza di diffusione nel cls | Ldc | 0,40 m | Diffusione 45° nel cls |
| Larghezza trasv. di diffusione del carico | Ldt | 5,40 m | $rtpr + Lds + Ldr + Ldc$ |
| Larghezza long. di diffusione del carico | Ldl | 4,60 m | $rlpr + Lds + Ldr + Ldc$ |
| Carico ripartito verticale schema di carico 1 | psch1 | 33,15 kN/m ² | $[Q1k \cdot N_i \cdot N_a / (Ldl \cdot Ldt)] + q1k$ |
| Carico distribuito massimo su soletta superiore | Pq | 33,15 kN/m ² | max (psch1 ; qunif) |

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

| | | | |
|--|-------|-------------------------|----------------------|
| Carico distribuito massimo per traffico stradale | Pq | 12,74 kN/m ² | $Pq \times K_o$ |
| Spinta semispessore soletta superiore | Fqsup | 2,55 kN/m | $Pq \times SP_s / 2$ |
| spinta semispessore soletta inferiore | Fqinf | 3,19 kN/m | $Pq \times SP_i / 2$ |

Frenatura e accelerazione (condizione AVV-STR)

La forza di frenamento, agente nella direzione dell'asse della strada ed al livello della superficie stradale, è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è pari a:

$$q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot N_i \cdot Q1k) + 0,10 \cdot q1k \cdot w1 \cdot L$$

| | | | |
|--|-------|------------|---|
| Lunghezza zona caricata | L | 3,80 m | $L_{int} + 2 \cdot Sp$ |
| Largh. diffusione sulla soletta superiore | Ldiff | 3,40 m | $L_{int} + Sp$ |
| Acc. e fren. traffico stradale | Av | 370,26 kN | $0,6 \cdot (2 \cdot N_i \cdot Q1k) + 0,10 \cdot q1k \cdot w1 \cdot L$ |
| Acc. e fren. traffico stradale distribuiti | q3 | 42,07 kN/m | $Av / [Ldiff + \max(Ldt ; w1)]$ |

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 $\Delta t = \pm 5^\circ\text{C}$.

| | | | |
|----------------------------------|-------------------|-----------------------|--------------------------------|
| Variatione termica uniforme | ΔT_{unif} | + -15,00 [°] | <i>Sulla soletta superiore</i> |
| Variatione termica differenziale | ΔT_{diff} | + -5,00 [°] | <i>Sulla soletta superiore</i> |
| | Gradiente | + -12,50 [°/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:

| | | | |
|---|---------------------|-------------------|--------------------------------|
| Variatione termica uniforme equivalente | ΔT_{ritiro} | - [11,59°] | <i>Sulla soletta superiore</i> |
|---|---------------------|-------------------|--------------------------------|

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 $F_h = k_h \cdot W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

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 $V_R = V_N \cdot C_U$.

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 ag , 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:

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

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 kh e kv ove: $kh = \beta_M * S * ag/g$ e $kv = kh / 2$. 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 | 37,717968 |
| Longitudine | 13,695167 |

Parametri sismici di progetto

| | | |
|---|--------|-----------|
| accelerazione massima orizzontale al bedrock | ago | 0,108 g |
| fattore amplificazione massima spettro accelerazione | Fo | 2,647 sec |
| periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz. | T^*c | 0,384 |
| categoria sottosuolo | | C |
| 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 | 1,50 | 1,44 |
| B | 1,20 | 1,33 | | |
| C | 1,50 | 1,44 | | |
| D | 1,80 | 2,02 | | |
| E | 1,60 | 1,69 | | |

| | | |
|---|---------|----------------|
| coefficiente amplificazione stratigrafica | S_s | 1,500 |
| coefficiente di amplificazione | S | 1,500 |
| coefficiente categoria sottosuolo | C_c | 1,440 |
| periodo inizio tratto a accelerazione costante = $T_c / 3$ | T_B | 0,184 sec |
| periodo inizio tratto a velocità costante = $C_c * T^*c$ | T_c | 0,553 sec |
| periodo inizio tratto a spostamento costante = $4 * ag/g + 1,6$ | T_D | 2,032 sec |
| accelerazione massima orizzontale al suolo = $S_s \times S_t \times ag/g$ | ago,max | 0,162 g |

Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo scatolare

| | | |
|---|-------------------------------|-----------------------------|
| Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito | β | 1,000 |
| $a_o = k_h = a_{g,max} = S \times ag/g$ | valore $PGA \times scatolare$ | $a_o = k_h$ 0,1620 g |
| $a_v = k_v = k_h / 2$ | valore $PGA \times scatolare$ | $a_v = k_v$ 0,0810 g |

Forze di inerzia (condizione SismaH-STR)

| | | |
|--|-----------|--|
| Forza di inerzia treno di carico - (%) | % | 0% |
| Forza orizzontale sulla soletta di copertura | F^*h | 7,32 kN/m $(P_{ss} + G_{sp} + Pr + \% * P_g) \times k_h$ |
| Forza orizzontale su singolo piedritto | $F^{**}h$ | 1,62 kN/m ² $P_p \times k_h$ |

Forze di inerzia (condizione SismaV-STR)

| | | |
|--|----------|---|
| Forza di inerzia treno di carico - (%) | % | 0% |
| Forza verticale sulla soletta di copertura | $F^{*}v$ | 3,66 kN/m ² $(P_{ss} + G_{sp} + Pr + \% * P_g) \times k_v$ |

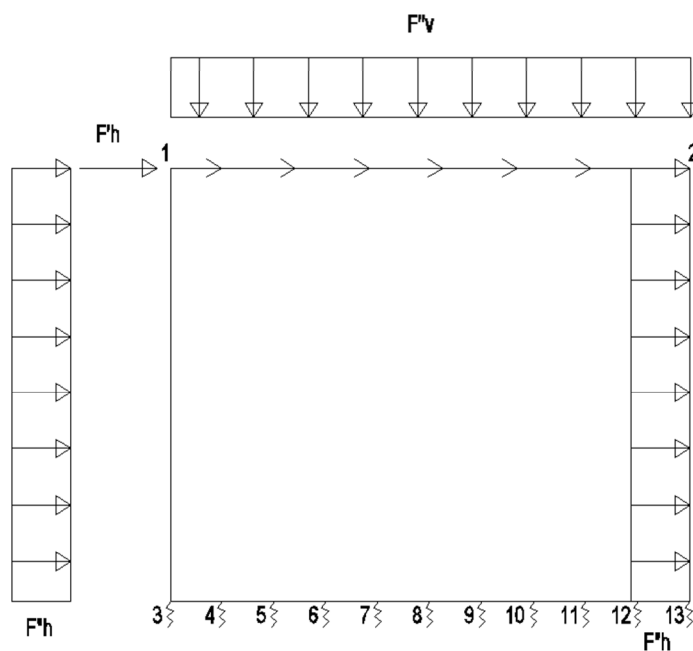


Figura 9. Forze sismiche agenti sulla struttura

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

| | | | |
|---|-------|------------------------|----------------------------|
| Forza distribuita su uno solo dei piedritti | qW | 5,70 kN/m ² | (%*Pq+G,sp+Pr) x (ago,max) |
| Forza concentrata nodo superiore piedritto | QWsup | 1,14 kN | qW x Ss / 2 |
| Forza concentrata nodo inferiore piedritto | QWinf | 1,43 kN | qW x Sf / 2 |

3.8. COMBINAZIONI DI CARICO

Secondo le prescrizioni del D.M. 17/01/2018 le azioni di calcolo debbono essere cumulate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni accidentali con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Le combinazioni di carico generiche sono le seguenti:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano le combinazioni riportate in Tabella 5.1.IV:

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

| <i>Carichi sulla carreggiata</i> | | | | | | <i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i> |
|----------------------------------|---|----------------------------------|---|----------------------------|------------------------|--|
| Carichi verticali | | | | Carichi orizzontali | | Carichi verticali |
| Gruppo di azioni | Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6) | Veicoli speciali | Folla (Schema di carico 5) | Frenatura q_3 | Forza centrifuga q_4 | Carico uniformemente distribuito |
| 1 | Valore caratteristico | | | | | Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$ |
| 2 a | Valore frequente | | | Valore caratteristico | | |
| 2 b | Valore frequente | | | | Valore caratteristico | |
| 3 (*) | | | | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$ |
| 4 (**) | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$ | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$ |
| 5 (***) | Da definirsi per il singolo progetto | Valore caratteristico o nominale | | | | |

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Per quel che riguarda i valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} , γ_{Qi} e $\gamma_{\epsilon i}$ si considerano i valori riportati in Tabella 5.1.V:

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

| | | Coefficiente | EQU ⁽¹⁾ | A1 STR | A2 GEO |
|--|-------------|---|---------------------|---------------------|-----------|
| Carichi permanenti | favorevoli | γ_{G1} | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,10 | 1,35 | 1,00 |
| Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾ | favorevoli | γ_{G2} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Carichi variabili da traffico | favorevoli | γ_Q | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,35 | 1,35 | 1,15 |
| Carichi variabili | favorevoli | γ_{Qi} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Distorsioni e presollecitazioni di progetto | favorevoli | $\gamma_{\epsilon 1}$ | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,00 ⁽³⁾ | 1,00 ⁽⁴⁾ | 1,00 |
| Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari | favorevoli | $\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$ | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,20 | 1,20 | 1,00 |

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Per quel che riguarda i valori dei coefficienti di combinazione delle azioni variabili ψ si considerano i valori raccomandati per i ponti stradali:

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

| <i>Azioni</i> | <i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i> | <i>Coefficiente Ψ_0 di combinazione</i> | <i>Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)</i> | <i>Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)</i> |
|--|--|---|--|---|
| <i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i> | Schema 1 (Carichi tandem) | 0,75 | 0,75 | 0,0 |
| | Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti) | 0,40 | 0,40 | 0,0 |
| | Schemi 3 e 4 (carichi concentrati) | 0,40 | 0,40 | 0,0 |
| | Schema 2 | 0,0 | 0,75 | 0,0 |
| | 2 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | 3 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | 4 (folla) | ---- | 0,75 | 0,0 |
| 5 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | |
| <i>Vento q_5</i> | Vento a ponte scarico SLU e SLE | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| | Esecuzione | 0,8 | ---- | 0,0 |
| | Vento a ponte carico | 0,6 | | |
| <i>Neve q_5</i> | SLU e SLE | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | esecuzione | 0,8 | 0,6 | 0,5 |
| <i>Temperatura</i> | T_k | 0,6 | 0,6 | 0,5 |

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

| | |
|--|-------------|
| Peso proprio | DEAD |
| Carichi permanenti | PERM-STR |
| Spinta del terreno sulla parete sinistra | SPTSX |
| Spinta del terreno sulla parete destra | SPTDX |
| Carico Variabile Stradale | ACCM-STR |
| Spinta del carico stradale Sulla parete Sx | SPACCSX |
| Spinta del carico stradale Sulla parete Dx | SPACCDX |
| Accelerazione e frenatura | AVV-STR |
| Variazione termica sulla soletta superiore | ENV_TERM |
| Ritiro | RITIRO |
| Azione sismica orizzontale | Sisma H-STR |
| Azione sismica verticale | Sisma V-STR |
| Incremento sismico della spinta | SPSDX/SX |

La 4 condizioni di carico:

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

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

e le loro 4 combinazioni sono state preventivamente involupate 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

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

| Combinazioni di carico SLU (nonsismiche) | | | | | | | | | | | | | |
|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|
| | 1slu | 2slu | 3slu | 4slu | 5slu | 6slu | 7slu | 8slu | 9slu | 10slu | 11slu | 12slu | 13slu |
| DEAD | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 |
| PERM-STR | 1.5 | 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-STR | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 1.35 | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.08 | 1.08 | 1.015 |
| SPACCSX | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.45 | 0 | 0 | 0 |
| SPACCDX | 1.35 | 0 | 0 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 1.08 | 1.08 | 1.015 |
| AVV | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.35 |
| 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 | | | | | | | | |
|---------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | sh1 | sh2 | sh3 | sh4 | sv1 | sv2 | sv3 | sv4 |
| DEAD | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| PERM-STR | 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-STR | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| SPACCSX | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SPACCDX | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| AVV-STR | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 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-STR | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 |
| SISMA V-STR | 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 |
| DEAD | 1 | 1 | 1 |
| PERM-STR | 1 | 1 | 1 |
| SPTSX | 1 | 1 | 1 |
| SPTDX | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| ACCM-STR | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| SPACCSX | 0.75 | 0.75 | 0 |
| SPACCDX | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| AVV-STR | -0.75 | 0.75 | -0.75 |
| ENV_TERM | -0.6 | 0.6 | -0.6 |
| RITIRO | 0 | 0 | 1 |

3.9. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

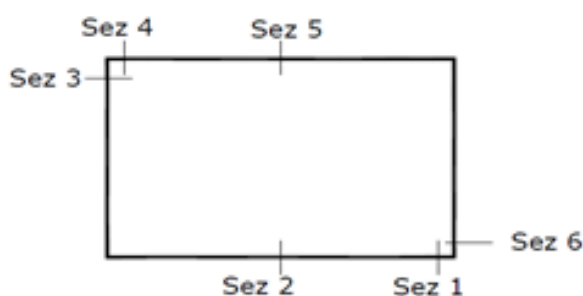
3.9.1. Involuppo SLU-SLV

| Frame | Station | OutputCase | CaseType | StepType | P | V2 | M3 |
|-------|---------|------------------|-------------|----------|-----|--------|--------|
| 1 | 0,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 188,3 | 207,3 |
| 1 | 0,34 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 190,6 | 180,8 |
| 1 | 0,34 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 197,1 | 180,8 |
| 1 | 0,68 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 202,8 | 112,8 |
| 1 | 0,68 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 194,2 | 112,8 |
| 1 | 1,02 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 199,9 | 45,8 |
| 1 | 1,02 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 184,4 | 45,8 |
| 1 | 1,36 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 190,1 | -7,6 |
| 1 | 1,36 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 164,8 | -7,6 |
| 1 | 1,7 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 170,5 | -20,9 |
| 1 | 1,7 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 135,5 | -20,9 |
| 1 | 2,04 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 141,2 | -3,3 |
| 1 | 2,04 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 96,4 | -3,3 |
| 1 | 2,38 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 102,2 | 18,2 |
| 1 | 2,38 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 47,1 | 18,2 |
| 1 | 2,72 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | 52,9 | 42,7 |
| 1 | 2,72 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | -39,3 | 42,7 |
| 1 | 3,06 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | -35,0 | 73,6 |
| 1 | 3,06 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | -75,0 | 73,6 |
| 1 | 3,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,0 | -73,3 | 99,2 |
| 1 | 0,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | 69,8 | -30,2 |
| 1 | 0,34 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | 71,5 | -52,6 |
| 1 | 0,34 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | 29,1 | -52,6 |
| 1 | 0,68 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | 33,3 | -84,9 |
| 1 | 0,68 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -5,1 | -84,9 |
| 1 | 1,02 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -0,8 | -97,1 |
| 1 | 1,02 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -23,9 | -97,1 |
| 1 | 1,36 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -19,6 | -97,6 |
| 1 | 1,36 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -40,1 | -97,6 |
| 1 | 1,7 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -35,9 | -97,7 |
| 1 | 1,7 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -62,5 | -97,7 |
| 1 | 2,04 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -56,8 | -144,8 |
| 1 | 2,04 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -89,6 | -144,8 |
| 1 | 2,38 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -83,9 | -178,5 |
| 1 | 2,38 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -114,4 | -178,5 |
| 1 | 2,72 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -108,6 | -195,5 |
| 1 | 2,72 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -151,0 | -195,5 |
| 1 | 3,06 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -145,2 | -181,1 |
| 1 | 3,06 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -184,1 | -181,1 |

NI06 - Tombino Scatolare 3x3 (pk 2+134.09): Relazione di calcolo scatolare

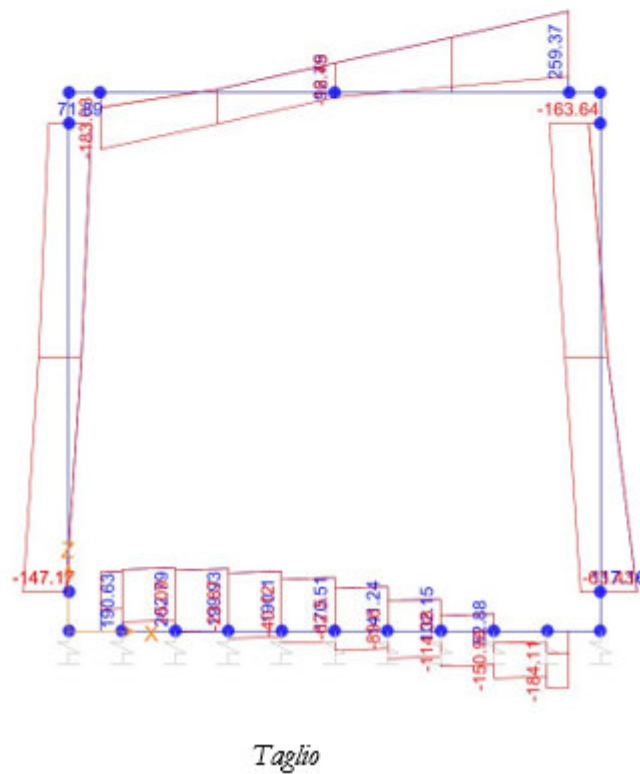
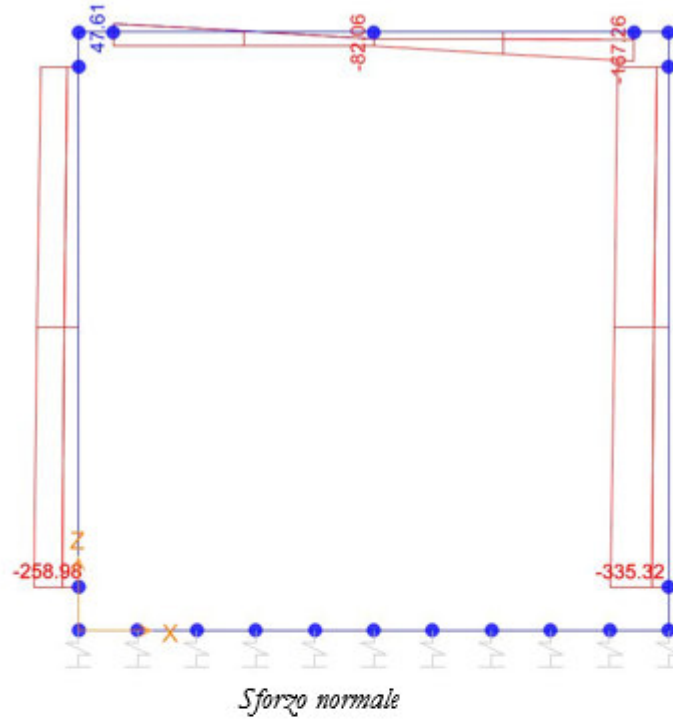
COMMESSA RS3T LOTTO 3 0 D 26 CODIFICA CL DOCUMENTO NI.06.0.0.001 REV. B FOGLIO 28 di 125

| | | | | | | | |
|---|------|------------------|-------------|-----|--------|--------|--------|
| 1 | 3,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,0 | -181,7 | -159,7 |
| 2 | 0,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -69,4 | -36,7 | -4,1 |
| 2 | 1,7 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -84,4 | 24,8 | 22,7 |
| 2 | 3,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -99,4 | 117,2 | 115,0 |
| 2 | 0,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -294,8 | -163,6 | -215,0 |
| 2 | 1,7 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -315,1 | -112,8 | -22,8 |
| 2 | 3,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -335,3 | -63,4 | -103,7 |
| 3 | 0,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 47,6 | -48,5 | 124,8 |
| 3 | 0,95 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 5,0 | 9,5 | 148,9 |
| 3 | 1,7 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -37,6 | 92,8 | 110,5 |
| 3 | 2,45 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -41,2 | 176,1 | 85,5 |
| 3 | 3,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -42,9 | 259,4 | 4,1 |
| 3 | 0,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -78,4 | -183,0 | -82,1 |
| 3 | 0,95 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -78,4 | -99,7 | -2,8 |
| 3 | 1,7 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -82,1 | -16,5 | 14,6 |
| 3 | 2,45 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -124,7 | 17,4 | -27,1 |
| 3 | 3,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -167,3 | 51,3 | -190,4 |
| 4 | 0,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -66,3 | 71,9 | 106,2 |
| 4 | 1,7 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -81,3 | 39,0 | 33,8 |
| 4 | 3,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | -96,3 | -10,3 | 206,6 |
| 4 | 0,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -218,5 | -65,0 | -95,1 |
| 4 | 1,7 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -238,7 | -97,8 | -11,5 |
| 4 | 3,2 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | -259,0 | -147,2 | -14,7 |



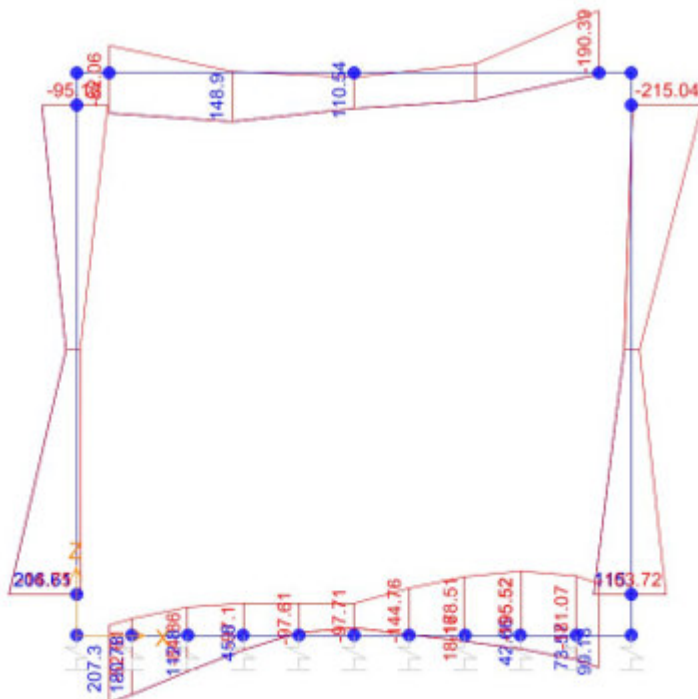
| SEZIONE | P | V2 | M3 |
|---------|-------|-------|-------|
| 01 | 0,0 | 202,8 | 207,3 |
| 02 | 0,0 | 0,0 | 195,5 |
| 03 | -66,3 | 163,6 | 215,0 |
| 04 | 0,0 | 259,4 | 190,4 |
| 05 | 0,0 | 0,0 | 148,9 |
| 06 | -96,3 | 163,6 | 206,6 |

Diagrammi di involucro delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU-SLV



NI06 - Tombino Scatolare 3x3 (pk 2+134.09): Relazione di calcolo scatolare

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|----------|----------|---------------|------|-----------|
| RS3T | 3 0 D 26 | CL | NI.06.0.0.001 | B | 30 di 125 |



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.

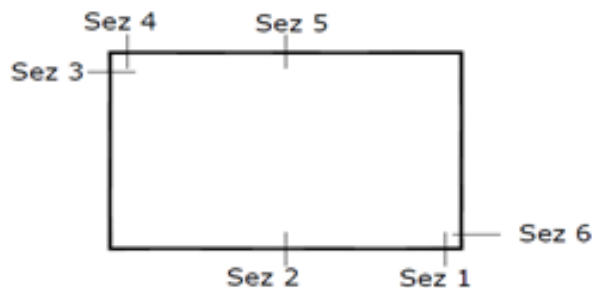
3.9.2. Inviluppo SLE (rara)

| Frame | Station | OutputCase | CaseType | StepType | P | V2 | M3 |
|-------|---------|------------------|-------------|----------|-----|--------|--------|
| 1 | 0,2 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 123,2 | 136,6 |
| 1 | 0,34 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 124,9 | 119,2 |
| 1 | 0,34 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 125,5 | 119,2 |
| 1 | 0,68 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 129,7 | 75,9 |
| 1 | 0,68 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 121,2 | 75,9 |
| 1 | 1,02 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 125,5 | 33,9 |
| 1 | 1,02 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 113,8 | 33,9 |
| 1 | 1,36 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 118,1 | -5,5 |
| 1 | 1,36 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 100,6 | -5,5 |
| 1 | 1,7 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 104,9 | -37,4 |
| 1 | 1,7 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 81,6 | -37,4 |
| 1 | 2,04 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 85,8 | -2,3 |
| 1 | 2,04 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 56,7 | -2,3 |
| 1 | 2,38 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 60,9 | 37,3 |
| 1 | 2,38 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 25,7 | 37,3 |
| 1 | 2,72 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | 29,9 | 79,4 |
| 1 | 2,72 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | -32,4 | 79,4 |
| 1 | 3,06 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | -28,2 | 122,8 |
| 1 | 3,06 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | -100,2 | 122,8 |
| 1 | 3,2 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,0 | -98,5 | 140,2 |
| 1 | 0,2 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | 98,8 | -86,7 |
| 1 | 0,34 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | 100,5 | -100,6 |
| 1 | 0,34 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | 28,2 | -100,6 |
| 1 | 0,68 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | 32,4 | -110,9 |
| 1 | 0,68 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -30,2 | -110,9 |
| 1 | 1,02 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -25,9 | -101,4 |
| 1 | 1,02 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -61,3 | -101,4 |
| 1 | 1,36 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -57,1 | -81,3 |
| 1 | 1,36 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -86,3 | -81,3 |
| 1 | 1,7 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -82,1 | -55,7 |
| 1 | 1,7 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -105,4 | -55,7 |
| 1 | 2,04 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -101,1 | -84,1 |
| 1 | 2,04 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -118,6 | -84,1 |
| 1 | 2,38 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -114,3 | -104,1 |
| 1 | 2,38 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -125,9 | -104,1 |
| 1 | 2,72 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -121,6 | -113,6 |
| 1 | 2,72 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -129,9 | -113,6 |
| 1 | 3,06 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -125,6 | -103,3 |
| 1 | 3,06 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -124,7 | -103,3 |

NI06 - Tombino Scatolare 3x3 (pk 2+134.09): Relazione di calcolo scatolare

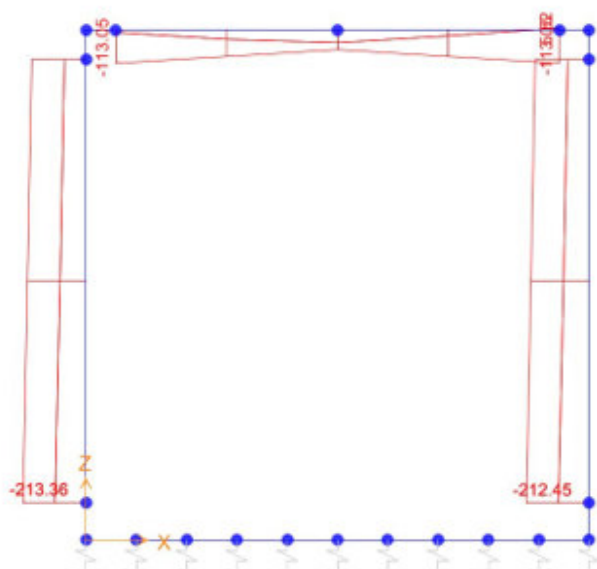
COMMESSA RS3T LOTTO 3 0 D 26 CODIFICA CL DOCUMENTO NI.06.0.0.001 REV. B FOGLIO 32 di 125

| | | | | | | |
|---|-----------------------|-------------|-----|--------|--------|--------|
| 1 | 3,2 ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,0 | -123,0 | -89,4 |
| 2 | 0,2 ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | -72,9 | 20,4 | 55,3 |
| 2 | 1,7 ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | -87,9 | 61,1 | 6,6 |
| 2 | 3,2 ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | -102,9 | 114,9 | 67,1 |
| 2 | 0,2 ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | -182,5 | -110,7 | -136,6 |
| 2 | 1,7 ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | -197,5 | -70,1 | -10,1 |
| 2 | 3,2 ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | -212,5 | -16,3 | -134,5 |
| 3 | 0,2 ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | -6,7 | -50,8 | 61,6 |
| 3 | 0,95 ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | -30,4 | 1,8 | 80,0 |
| 3 | 1,7 ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | -41,8 | 54,3 | 66,3 |
| 3 | 2,45 ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | -18,1 | 106,9 | 88,0 |
| 3 | 3,2 ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 5,5 | 159,4 | 70,3 |
| 3 | 0,2 ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | -113,0 | -160,3 | -119,9 |
| 3 | 0,95 ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | -89,4 | -107,8 | -21,9 |
| 3 | 1,7 ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | -65,7 | -55,2 | 34,4 |
| 3 | 2,45 ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | -89,4 | -2,7 | -26,1 |
| 3 | 3,2 ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | -113,0 | 49,9 | -125,9 |
| 4 | 0,2 ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | -73,8 | 109,5 | 132,8 |
| 4 | 1,7 ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | -88,8 | 68,2 | 5,0 |
| 4 | 3,2 ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | -103,8 | 18,9 | 129,4 |
| 4 | 0,2 ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | -183,4 | -9,4 | -48,7 |
| 4 | 1,7 ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | -198,4 | -56,6 | -9,5 |
| 4 | 3,2 ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | -213,4 | -120,3 | -63,7 |

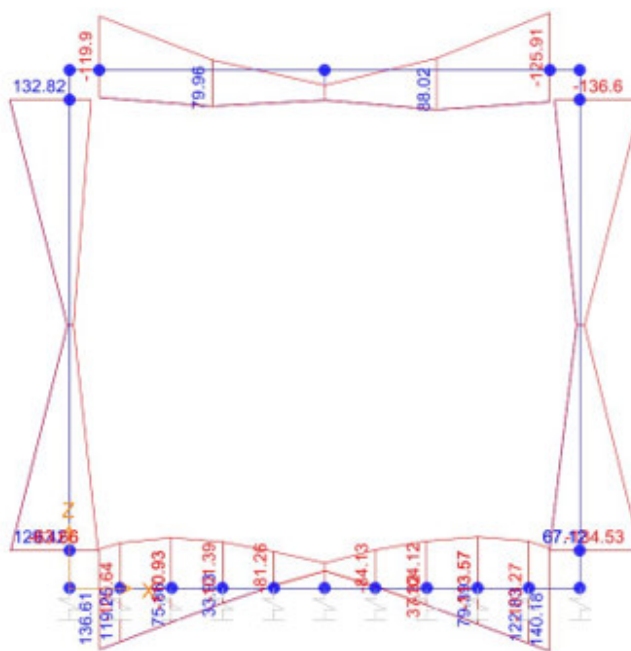


| SEZIONE | P | M3 |
|---------|--------|-------|
| 01 | 0,0 | 140,2 |
| 02 | 0,0 | 113,6 |
| 03 | -72,9 | 136,6 |
| 04 | 0,0 | 125,9 |
| 05 | 0,0 | 88,0 |
| 06 | -102,9 | 134,5 |

Diagrammi di involuppo 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.

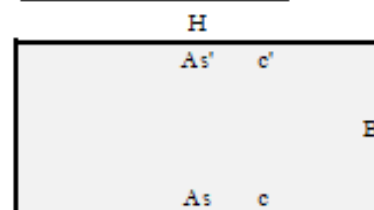
3.10. VERIFICHE

Sezione n°. 01

Dati di Input:

| | | |
|-----------|--|----------------------|
| B | Base sezione rettangolare | 1000 mm |
| H | Altezza sezione rettangolare | 500 mm |
| c' | Copriferro armatura sup. compressa | 70 mm |
| c | Copriferro armatura inf. Tesa | 70 mm |
| d | Altezza utile = H-c | 430 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 [(+)] | 207,3 kNm |
| Ved | Taglio di calcolo [(+)] | 202,8 kN |
| Ted | Torsione di calcolo [(+)] | 0 kNm |
| Fi1 | 1° diametro armatura tesa | 20 |
| Fi2 | 2° diametro armatura tesa | |
| n1 | N°. Barre 1° armatura tesa | 10 |
| n2 | N°. Barre 2° armatura tesa | |
| As' | Armatura superiore compressa | 3142 mmq |
| As | Armatura inferiore tesa | 3142 mmq |
| Fi Staffe | Diametro staffe | mm |
| s. Staffe | Passo staffe | 150 mm |
| bracci | Numero Bracci staffe | 2 |
| cotθ | (proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone ds | 2,0 [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 |
| <R-F-P> | Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm) | R |
| Msle | Momento di esercizio [(+)] | 140,2 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 |
| sigcR-lim | Tensione limite acc. Comb. Rara | 0,80 fyk |

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

| | | | | |
|-----|------------------------------------|---------|---------------|-----|
| Mrd | Momento ultimo resistente | 483 kNm | Coeff.Sfrutt. | 43% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente | 243 kN | Coeff.Sfrutt. | 83% |
| Trd | Momento torcente ultimo resistente | 0 kNm | Coeff.Sfrutt. | |

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

| | | | | |
|----------|--|---------|------------------|-----|
| Sigs-sup | Tensione barre superiori [(-)Compresso] | -30 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 8% |
| Sigs-inf | Tensione barre inferiori [(+)Teso] | 118 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 33% |
| Sigc-sup | Tensione cls superiore [(-)Compresso] | -4 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 22% |
| Sigc-inf | Tensione cls inferiore [non reag.Trazione] | 0 Mpa | | |
| Mcr | Momento di prima fessurazione | 142 kNm | | |
| wk | Ampiezza di fessura | 0,12 mm | Coeff.Sfrutt. | 62% |
| | | | Coeff.Sfrutt.Max | 83% |

NI06 - Tombino Scatolare 3x3 (pk 2+134.09): Relazione di calcolo scatolare

 COMMESSA
RS3T

 LOTTO
3 0 D 26

 CODIFICA
CL

 DOCUMENTO
NI.06.0.0.001

 REV.
B

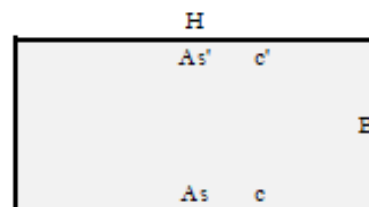
 FOGLIO
35 di 125

Sezione n°. 02

Dati di Input:

| | | | | |
|-----------|--|----------------------|------------|--|
| B | Base sezione rettangolare | 1000 mm | | |
| H | Altezza sezione rettangolare | 500 mm | | |
| c' | Coprifermo armatura sup. compressa | 70 mm | | |
| c | Coprifermo armatura inf. Tesa | 70 mm | | |
| d | Altezza utile = H-c | 430 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 [(+)] | 195,5 kNm | | |
| Ved | Taglio di calcolo [(+)] | 0,0 kN | | |
| Ted | Torsione di calcolo [(+)] | 0 kNm | | |
| Fi1 | 1° diametro armatura tesa | 20 | | |
| Fi2 | 2° diametro armatura tesa | | | |
| n1 | N°. Barre 1° armatura tesa | 10 | | |
| n2 | N°. Barre 2° armatura tesa | 0 | | |
| As' | Armatura superiore compressa | 3142 mmq | | |
| As | Armatura inferiore tesa | 3142 mmq | | |
| Fi Staffe | Diámetro staffe | mm | | |
| s. Staffe | Passo staffe | 150 mm | | |
| bracci | Numero Bracci staffe | 2 | | |
| cofθ | (proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone ds | 2,0 [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 [(+)] | 113,6 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 ds comb. Rara | 0,60 fck | | |
| sigcP-lim | Tensione limite ds 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 | | | | |
| Mrd | Momento ultimo resistente | 483 kNm | Coeff.Sfrutt. | 41% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente | 243 kN | Coeff.Sfrutt. | 0% |
| Trd | Momento torcente ultimo resistente | 0 kNm | Coeff.Sfrutt. | |
| SLE - Tensioni e ampiezza fessure | | | | |
| Sigs-sup | Tensione barre superiori [(-)Compresso] | -24 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 7% |
| Sigs-inf | Tensione barre inferiori [(+)Teso] | 96 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 27% |
| Sigo-sup | Tensione ds superiore [(-)Compresso] | -3 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 18% |
| Sigo-inf | Tensione ds inferiore [non reag.Trazione] | 0 Mpa | | |
| Mcr | Momento di prima fessurazione | 142 kNm | | |
| wk | Ampiezza di fessura | 0,10 mm | Coeff.Sfrutt. | 50% |
| | | | Coeff.Sfrutt.Max | 50% |

NI06 - Tombino Scatolare 3x3 (pk 2+134.09): Relazione di calcolo scatolare

 COMMESSA
RS3T

 LOTTO
3 0 D 26

 CODIFICA
CL

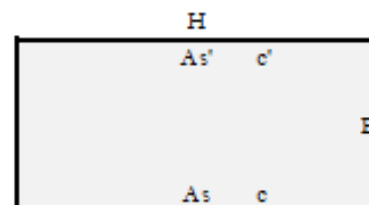
 DOCUMENTO
NI.06.0.0.001

 REV.
B

 FOGLIO
36 di 125

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] | -66,3 kN | | |
| Med | Momento flettente di calcolo [(+)] | 215,0 kNm | | |
| Ved | Taglio di calcolo [(+)] | 163,6 kN | | |
| Ted | Torsione di calcolo [(+)] | 0 kNm | | |
| Fi1 | 1° diametro armatura tesa | 20 | | |
| Fi2 | 2° diametro armatura tesa | | | |
| n1 | N°. Barre 1° armatura tesa | 10 | | |
| n2 | N°. Barre 2° armatura tesa | 0 | | |
| As' | Armatura superiore compressa | 3142 mmq | | |
| As | Armatura inferiore tesa | 3142 mmq | | |
| Fi Staffe | Diametro staffe | mm | | |
| s. Staffe | Passo staffe | 150 mm | | |
| bracci | Numero Bracci staffe | 2 | | |
| coefθ | (proiez. orizz.)/(proiez. vert.) puntone ds | 2,0 [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 [(+)] | 136,6 kNm | | |
| Nsle | Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione] | -72,9 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

| | | | | |
|-----|------------------------------------|---------|---------------|-----|
| Mrd | Momento ultimo resistente | 369 kNm | Coeff.Sfrutt. | 58% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente | 223 kN | Coeff.Sfrutt. | 73% |
| Trd | Momento torcente ultimo resistente | 0 kNm | Coeff.Sfrutt. | |

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

| | | | | |
|----------|---|---------|------------------|-----|
| Sigs-sup | Tensione barre superiori [(-)Compresso] | -42 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 12% |
| Sigs-inf | Tensione barre inferiori [(+)Teso] | 143 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 40% |
| Sigo-sup | Tensione ds superiore [(-)Compresso] | -6 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 34% |
| Sigo-inf | Tensione ds inferiore [non reag.Trazione] | 0 Mpa | | |
| Mcr | Momento di prima fessurazione | 98 kNm | | |
| wk | Ampiezza di fessura | 0,16 mm | Coeff.Sfrutt. | 81% |
| | | | Coeff.Sfrutt.Max | 81% |

NI06 - Tombino Scatolare 3x3 (pk 2+134.09): Relazione di calcolo scatolare

 COMMESSA
 RS3T

 LOTTO
 3 0 D 26

 CODIFICA
 CL

 DOCUMENTO
 NI.06.0.0.001

 REV.
 B

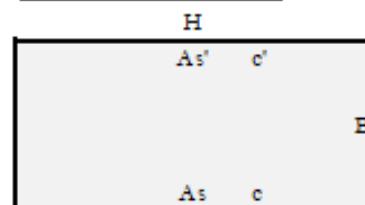
 FOGLIO
 37 di 125

Sezione n°. 04

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 [(+)] | 190,4 kNm |
| Ved | Taglio di calcolo [(+)] | 259,4 kN |
| Ted | Torsione di calcolo [(+)] | 0 kNm |
| F1l | 1° diametro armatura tesa | 20 |
| F12 | 2° diametro armatura tesa | |
| n1 | N°. Barre 1° armatura tesa | 10 |
| n2 | N°. Barre 2° armatura tesa | 0 |
| As' | Armatura superiore compressa | 3142 mmq |
| As | Armatura inferiore tesa | 3142 mmq |
| Fi Staffe | Diametro staffe | 12 mm |
| s. Staffe | Passo staffe | 150 mm |
| bracci | Numero Bracci staffe | 2 |
| cooθ | (proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone ds | 2,0 [range: 1,0-2,5] |
| alpha | angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale | 90,0° |
| Asw | Area a taglio per unità di lunghezza | 1508 mmq/m |
| <R-F-P> | Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm) | R |
| Msle | Momento di esercizio [(+)] | 125,9 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 |
| sigcR-lim | Tensione limite acc. Comb. Rara | 0,80 fyk |

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

| | | | | |
|-----|------------------------------------|---------|---------------|-----|
| Mrd | Momento ultimo resistente | 360 kNm | Coeff.Sfrutt. | 53% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente | 351 kN | Coeff.Sfrutt. | 74% |
| Trd | Momento torcente ultimo resistente | 4 kNm | Coeff.Sfrutt. | |

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

| | | | | |
|----------|---|---------|------------------|-----|
| Sigs-sup | Tensione barre superiori [(-)/Compresso] | -35 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 10% |
| Sigs-inf | Tensione barre inferiori [(+)/Teso] | 142 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 39% |
| Sigo-sup | Tensione cls superiore [(-)/Compresso] | -6 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 31% |
| Sigo-inf | Tensione cls inferiore [non reag./Trazione] | 0 Mpa | | |
| Mcr | Momento di prima fessurazione | 93 kNm | | |
| wk | Ampiezza di fessura | 0,16 mm | Coeff.Sfrutt. | 81% |
| | | | Coeff.Sfrutt.Max | 81% |

NI06 - Tombino Scatolare 3x3 (pk 2+134.09): Relazione di calcolo scatolare

 COMMESSA
 RS3T

 LOTTO
 3 0 D 26

 CODIFICA
 CL

 DOCUMENTO
 NI.06.0.0.001

 REV.
 B

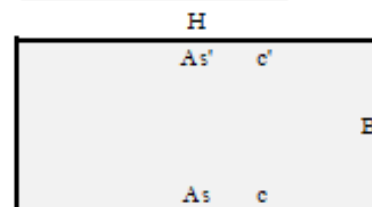
 FOGLIO
 38 di 125

Sezione n°. 05

Dati di Input:

| | | | | |
|-----------|--|----------------------|-------------|--|
| B | Base sezione rettangolare | 1000 mm | | |
| H | Altezza sezione rettangolare | 400 mm | | |
| c' | Coprifermo armatura sup. compressa | 70 mm | | |
| c | Coprifermo 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 [(+)] | 148,9 kNm | | |
| Ved | Taglio di calcolo [(+)] | 0,0 kN | | |
| Ted | Torsione di calcolo [(+)] | 0 kNm | | |
| Fil | 1° diametro armatura tesa | 20 | | |
| Fi2 | 2° diametro armatura tesa | | | |
| n1 | N°. Barre 1° armatura tesa | 10 | | |
| n2 | N°. Barre 2° armatura tesa | 0 | | |
| As' | Armatura superiore compressa | 3142 mmq | | |
| As | Armatura inferiore tesa | 3142 mmq | | |
| Fi Staffe | Diametro staffe | 12 mm | | |
| s. Staffe | Passo staffe | 150 mm | | |
| bracci | Numero Bracci staffe | 2 | | |
| cotθ | (proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone ds | 2,0 [range: 1,0-2,5] | | |
| alpha | angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale | 90,0° | | |
| Asw | Area a taglio per unità di lunghezza | 1508 mmq/m | 15,08 cmq/m | |
| <R-F-P> | Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm) | R | | |
| Msle | Momento di esercizio [(+)] | 88,0 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 | | |
| sigcR-lim | Tensione limite acc. Comb. Rara | 0,80 fyk | | |

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

| | | | | |
|-----|------------------------------------|---------|---------------|-----|
| Mrd | Momento ultimo resistente | 360 kNm | Coeff.Sfrutt. | 41% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente | 351 kN | Coeff.Sfrutt. | 0% |
| Trd | Momento torcente ultimo resistente | 4 kNm | Coeff.Sfrutt. | |

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

| | | | | |
|----------|--|---------|------------------|-----|
| Sigs-sup | Tensione barre superiori [(-)Compresso] | -25 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 7% |
| Sigs-inf | Tensione barre inferiori [(+)Teso] | 99 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 28% |
| Sigc-sup | Tensione cls superiore [(-)Compresso] | -4 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 21% |
| Sigc-inf | Tensione cls inferiore [non reag.Trazione] | 0 Mpa | | |
| Mcr | Momento di prima fessurazione | 93 kNm | | |
| wk | Ampiezza di fessura | 0,10 mm | Coeff.Sfrutt. | 48% |
| | | | Coeff.Sfrutt.Max | 48% |

NI06 - Tombino Scatolare 3x3 (pk 2+134.09): Relazione di calcolo scatolare

 COMMESSA
 RS3T

 LOTTO
 3 0 D 26

 CODIFICA
 CL

 DOCUMENTO
 NI.06.0.0.001

 REV.
 B

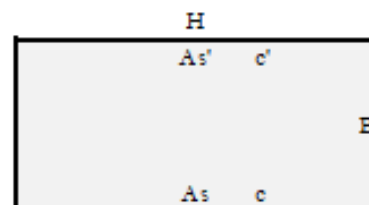
 FOGLIO
 39 di 125

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] | -96,3 kN | | |
| Med | Momento flettente di calcolo [(+)] | 206,6 kNm | | |
| Ved | Taglio di calcolo [(+)] | 163,6 kN | | |
| Ted | Torsione di calcolo [(+)] | 0 kNm | | |
| Fil | 1° diametro armatura tesa | 20 | | |
| Fil2 | 2° diametro armatura tesa | 0 | | |
| n1 | N°. Barre 1° armatura tesa | 10 | | |
| n2 | N°. Barre 2° armatura tesa | 0 | | |
| As' | Armatura superiore compressa | 3142 mmq | | |
| As | Armatura inferiore tesa | 3142 mmq | | |
| Fi Staffe | Diametro staffe | 0 mm | | |
| s. Staffe | Passo staffe | 150 mm | | |
| bracci | Numero Bracci staffe | 2 | | |
| cotθ | (proiez. orizz.)/(proiez. vert.) puntone ds | 2,0 [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 | | |
| Mse | Momento di esercizio [(+)] | 134,5 kNm | | |
| Nse | Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione] | -102,9 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

| | | | | |
|-----|------------------------------------|---------|---------------|-----|
| Mrd | Momento ultimo resistente | 373 kNm | Coeff.Sfrutt. | 55% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente | 227 kN | Coeff.Sfrutt. | 72% |
| Trd | Momento torcente ultimo resistente | 0 kNm | Coeff.Sfrutt. | |

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

| | | | | |
|----------|--|---------|------------------|-----|
| Sigs-sup | Tensione barre superiori [(-)Compresso] | -42 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 12% |
| Sigs-inf | Tensione barre inferiori [(+)Teso] | 136 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 38% |
| Sigo-sup | Tensione cls superiore [(-) Compresso] | -6 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 33% |
| Sigo-inf | Tensione cls inferiore [non reag.Trazione] | 0 Mpa | | |
| Mcr | Momento di prima fessurazione | 101 kNm | | |
| wk | Ampiezza di fessura | 0,15 mm | Coeff.Sfrutt. | 76% |
| | | | Coeff.Sfrutt.Max | 76% |

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 | 43% | 41% | 58% | 53% | 41% | 55% |
| SLU | Ved/Vrd | 83% | 0% | 73% | 74% | 0% | 72% |
| SLE | (sigse/sigsr)s | 8% | 7% | 12% | 10% | 7% | 12% |
| SLE | (sigse/sigsr)i | 33% | 27% | 40% | 39% | 28% | 38% |
| SLE | (sigce/sigcr)s | 22% | 18% | 34% | 31% | 21% | 33% |
| SLE | wk/wklim | 62% | 50% | 81% | 81% | 48% | 76% |
| | MAX | 83% | 50% | 81% | 81% | 48% | 76% |
| | MAX | 83% | | | | | |

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

3.11. 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 | | 400 mm |
| area sezione calcestruzzo | A_{ct} | 400000 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 | $A_{s,min}$ | 2575 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; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_3 = 0,4$; $k = 1,0$; $k_1 = 0,4$ 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:

| | | | | |
|--|---------------|----------------------|------------|----------------------|
| diametro 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 | 288 mm ² | < f_{yk} | Verifica soddisfatta |
| ϕ barre da tabella 7.2N x σ_s e $w_k=0,2$ mm | ϕ^*_s | 5 mm | | |
| altezza zona tesa prima della fessurazione | h_{cr} | 400 mm | | |
| altezza totale sezione | h | 400 mm | | |
| copriferro (asse barre) | c | 50 mm | | |
| altezza utile sezione | d | 350 mm | | |

3.12. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE

A seguire il riepilogo delle armature del tombino:

| | | | |
|-----------------------------------|-----------------|--|----------------------|
| Pareti di spessore | 40 cm | | |
| con armatura principale esterna | F20 /100 | | 3142 mm ² |
| con armatura principale interna | F20 /100 | | 3142 mm ² |
| Soletta superiore di spessore | 40 cm | | |
| con armatura principale superiore | F20 /100 | | 3142 mm ² |
| con armatura principale inferiore | F20 /100 | | 3142 mm ² |
| Soletta inferiore di spessore | 50 cm | | |
| con armatura principale superiore | F20 /100 | | 3142 mm ² |
| con armatura principale inferiore | F20 /100 | | 3142 mm ² |

Le pareti non hanno armatura a taglio.

La soletta superiore ha armatura a taglio **F12 /150** dir.princ. /500 dir.trasv.

La soletta inferiore non ha armatura a taglio.

Le armature di ripartizione sono:

| | Armature di ripartizione: | Area: | % Arm. principale: |
|-------------------|---------------------------|------------------------|-----------------------------|
| Pareti | F16 /100 2 strati | 4021,2 mm ² | 64% di 6283 mm ² |
| Soletta superiore | F16 /100 2 strati | 4021,2 mm ² | 64% di 6283 mm ² |
| Soletta inferiore | F16 /100 2 strati | 4021,2 mm ² | 64% di 6283 mm ² |

Incidenza armature:

| | | | | | |
|--------------------|------|--------|---------------------|----|--------|
| Larghezza utile | Lint | 3,00 m | Spessore piedritti | Sp | 0,40 m |
| Altezza libera | Hint | 3,00 m | Spessore soletta | Ss | 0,40 m |
| incidenza sovrapp. | | 20% | Spessore fondazione | Sf | 0,50 m |
| | | | copriferro | c | 0,07 m |

| Elem. | Ø1 sup/int [mm] | pass1 [mm] | Ø2 sup/int [mm] | pass2 [mm] | Ø3 inf/ext [mm] | pass3 [mm] | Ø4 inf/ext [mm] | pass4 [mm] | Øleg [mm] | Øleg pass1 [mm] | Øleg pass2 [mm] |
|---------------|-----------------|------------|-----------------------|-------------|----------------------------|-------------|-----------------|------------|-----------|-----------------|-----------------|
| piedritto | 20 | 100 | 0 | 1000 | 20 | 100 | 0 | 1000 | 0 | 1000 | 1000 |
| soletta | 20 | 100 | 0 | 1000 | 20 | 100 | 0 | 1000 | 12 | 150 | 500 |
| fondaz. | 20 | 100 | 0 | 1000 | 20 | 100 | 0 | 1000 | 0 | 1000 | 1000 |
| ripartiz. | 16 | 100 | x | 2 strati | | | | | | | |
| Elem. | LØ [m] | Lleg [mm] | Vol [m ³] | Peso [kg] | incid [kg/m ³] | Inc.% | | | | | |
| piedritto | 4,28 | 0,46 | 1,2 | 253 | 211 | 33% | | | | | |
| soletta | 4,18 | 0,46 | 1,5 | 272 | 179 | 18% | | | | | |
| fondaz. | 4,38 | 0,56 | 1,9 | 259 | 136 | 17% | | | | | |
| ripartiz. | | | 5,8 | 515 | 89 | 33% | | | | | |
| TOTALE | | | 5,8 | 1553 | 267 | 100% | | | | | |

3.13. VERIFICHE GEOTECNICHE

3.13.1. *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 | 549,17 | 74,72 | 147,66 |
| SLU01 | 549,17 | 74,72 | 147,66 |
| SLU02 | 549,17 | 11,34 | 39,11 |
| SLU02 | 549,17 | 11,34 | 39,11 |
| SLU03 | 549,17 | 11,34 | 39,11 |
| SLU03 | 549,17 | 11,34 | 39,11 |
| SLU04 | 549,17 | 112,63 | 199,82 |
| SLU04 | 549,17 | 112,63 | 199,82 |
| SLU05 | 549,17 | 74,72 | 147,66 |
| SLU05 | 549,17 | 74,72 | 147,66 |
| SLU06 | 397,01 | 63,39 | 108,55 |
| SLU06 | 397,01 | 63,39 | 108,55 |
| SLU07 | 549,17 | 112,63 | 199,82 |
| SLU07 | 549,17 | 112,63 | 199,82 |
| SLU08 | 279,22 | 101,29 | 160,70 |
| SLU08 | 279,22 | 101,29 | 160,70 |
| SLU09 | 549,17 | 101,29 | 160,70 |
| SLU09 | 549,17 | 101,29 | 160,70 |
| SLU10 | 549,17 | -101,29 | -160,70 |
| SLU10 | 549,17 | -101,29 | -160,70 |
| SLU11 | 511,07 | 9,62 | 29,22 |
| SLU11 | 511,07 | 9,62 | 29,22 |
| SLU12 | 511,07 | 9,62 | 29,22 |
| SLU12 | 511,07 | 9,62 | 29,22 |
| SLU13 | 511,41 | 18,28 | 58,87 |
| SLU13 | 511,41 | 18,28 | 58,87 |
| SH1 | 282,95 | -58,30 | -143,00 |
| SH1 | 282,95 | -58,30 | -143,00 |
| SH2 | 275,48 | -58,30 | -143,00 |
| SH2 | 275,48 | -58,30 | -143,00 |
| SH3 | 282,95 | -13,83 | -67,29 |
| SH3 | 282,95 | -13,83 | -67,29 |
| SH4 | 275,48 | -13,83 | -67,29 |
| SH4 | 275,48 | -13,83 | -67,29 |

| | | | |
|-----|--------|--------|--------|
| SV1 | 266,77 | -17,49 | -42,90 |
| SV1 | 266,77 | -17,49 | -42,90 |
| SV2 | 291,66 | -17,49 | -42,90 |
| SV2 | 291,66 | -17,49 | -42,90 |
| SV3 | 266,77 | -4,15 | -20,19 |
| SV3 | 266,77 | -4,15 | -20,19 |
| SV4 | 291,66 | -4,15 | -20,19 |
| SV4 | 291,66 | -4,15 | -20,19 |

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

| SLU | |
|-------------|---------------------|
| Nmax | 549,17 kN/m |
| Nmin | 279,22 kN/m |
| Hmax | 112,63 kN/m |
| Mmax | 199,82 kNm/m |
| SLV | |
| Nmax | 291,66 kN/m |
| Nmin | 266,77 kN/m |
| Hmax | 58,30 kN/m |
| Mmax | 143,00 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.

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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

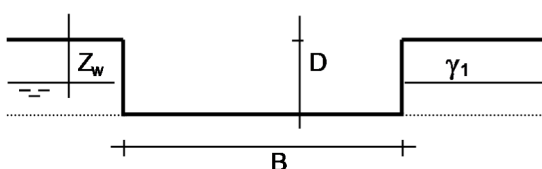
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

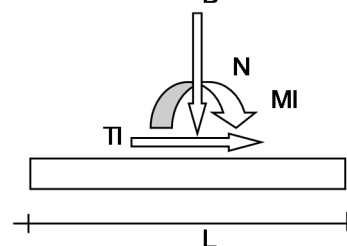
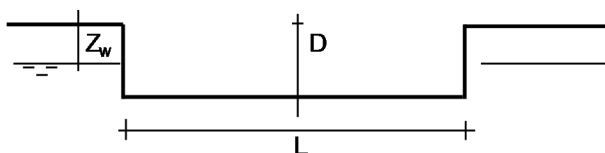
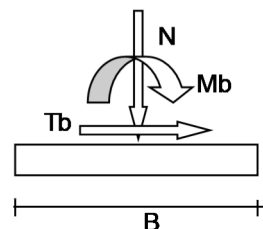
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

| Metodo di calcolo | | | azioni | | proprietà del terreno | | resistenze | |
|--------------------------|----------|---|------------|----------------------|-----------------------|------|------------|-------|
| | | | permanenti | temporanee variabili | $\tan \varphi'$ | c' | q_{lim} | scorr |
| Stato Limite Ultimo | A1+M1+R1 | ○ | 1,30 | 1,50 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 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 |



γ, c', φ'



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 3,80 (m)
L = 100,00 (m)
D = 5,50 (m)



$\beta_f = 0,00$ (°)



$\beta_p = 0,00$ (°)

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.

3.13.2. Verifiche SLU in condizioni drenate

• **SLU-Nmin:**

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 279,22 | | 279,22 |
| Mb [kNm] | 199,82 | | 199,82 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 112,63 | | 112,63 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 112,63 | 0,00 | 112,63 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 18,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 18,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 5,33$ (m)

$e_B = 0,72$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 2,37$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 108,30$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8,00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 48,93$

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

$N_c = 61,35$

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

$N_\gamma = 78,02$

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

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

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

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

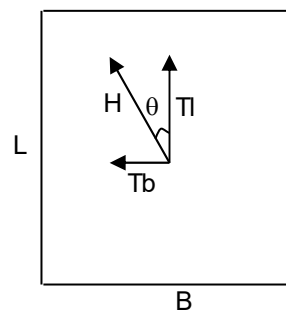
$$i_q = 0,39$$

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

$$i_c = 0,38$$

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

$$i_\gamma = 0,25$$


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

$$d_q = 1,32$$

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

$$d_c = 1,33$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$q_{lim} = 3391,30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 117,88 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1474,48 \geq q = 117,88 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 112,63 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 260,79 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 237,08 \geq H_d = 112,63 \text{ (kN)}$$

• SLU-Nmax:

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 549,17 | | 549,17 |
| Mb [kNm] | 199,82 | | 199,82 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 112,63 | | 112,63 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 112,63 | 0,00 | 112,63 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 18,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 18,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 5,33$ (m)

$e_B = 0,36$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 3,07$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 108,30$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8,00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 48,93$

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

$N_c = 61,35$

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

$N_\gamma = 78,02$

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 nastroforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

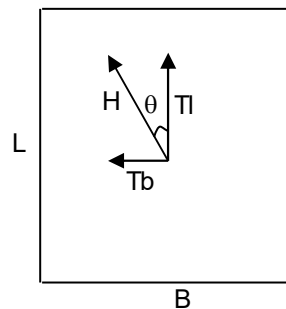
$$i_q = 0,65$$

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

$$i_c = 0,64$$

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

$$i_\gamma = 0,52$$



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

$$d_q = 1,32$$

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

$$d_c = 1,33$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 5612,90 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 178,75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 2440,39 \geq q = 178,75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 112,63 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 484,36 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 440,33 \geq H_d = 112,63 \text{ (kN)}$$

3.13.3. Verifiche SLU in condizioni non drenate

- **SLU-Nmin:**

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 279,22 | | 279,22 |
| Mb [kNm] | 199,82 | | 199,82 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 112,63 | | 112,63 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 112,63 | 0,00 | 112,63 |

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

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0,72 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 2,37 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 110,00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

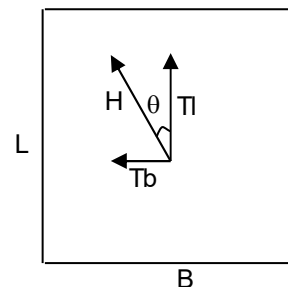
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

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

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

$$i_c = 0,69$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1,56$$

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

$$q_{lim} = 441,99 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 117,88 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 192,17 \geq q = 117,88 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$Hd = 112,63 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$Sd = cu B^* L^*$$

$$Sd = 142,12 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$Sd / \gamma_R = 129,2 \geq Hd = 112,63 \text{ (kN)}$$

- SLU-Nmax:

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 549,17 | | 549,17 |
| Mb [kNm] | 199,82 | | 199,82 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 112,63 | | 112,63 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 112,63 | 0,00 | 112,63 |

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

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0,36 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 3,07 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 110,00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

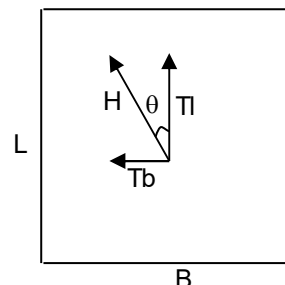
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

($m=2$ 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 $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,56$$

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

$$q_{lim} = 475,88 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 178,75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 206,9 \geq q = 178,75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 112,63 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 184,34 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 167,58 \geq H_d = 112,63 \text{ (kN)}$$

3.13.4. Verifiche SLV in condizioni drenate

• **SLV-Nmin:**

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 266,77 | | 266,77 |
| Mb [kNm] | 143,00 | | 143,00 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 58,30 | | 58,30 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 58,30 | 0,00 | 58,30 |

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 20,00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18,00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 18,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 38,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 18,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 38,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5,33 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0,54 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0,00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 2,73 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 1,00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 108,30 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 8,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 48,93$$

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

$$N_c = 61,35$$

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

$$N_\gamma = 78,02$$

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 nastroforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

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

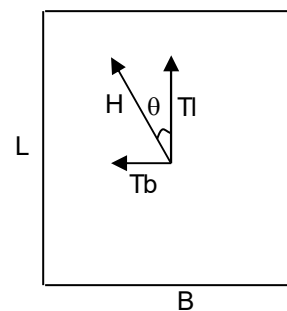
$$i_q = 0,64$$

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

$$i_c = 0,63$$

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

$$i_\gamma = 0,51$$



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

$$d_q = 1,32$$

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

$$d_c = 1,33$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$q_{lim} = 5551,19 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 97,79 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 2413,56 \geq q = 97,79 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 58,30 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 257,53 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 234,12 \geq H_d = 58,30 \text{ (kN)}$$

• ***SLV-Nmax:***

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 291,66 | | 291,66 |
| Mb [kNm] | 143,00 | | 143,00 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 58,30 | | 58,30 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 58,30 | 0,00 | 58,30 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 18,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 18,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 5,33$ (m)

$e_B = 0,49$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 2,82$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 108,30$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8,00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 48,93$

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

$N_c = 61,35$

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

$N_\gamma = 78,02$

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)

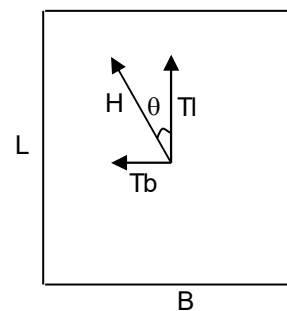
$$i_q = 0,66$$

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

$$i_c = 0,66$$

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

$$i_\gamma = 0,54$$



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

$$d_q = 1,32$$

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

$$d_c = 1,33$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$q_{lim} = 5779,03 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 103,45 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 2512,62 \geq q = 103,45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 58,30 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 278,62 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 253,29 \geq H_d = 58,30 \text{ (kN)}$$

3.13.5. Verifiche SLV in condizioni non drenate

- **SLV-Nmin:**

| | AZIONI | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | valori di input | | |
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 266,77 | | 266,77 |
| Mb [kNm] | 143,00 | | 143,00 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 58,30 | | 58,30 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 58,30 | 0,00 | 58,30 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 50,00$ (kN/mq)

$e_B = 0,54$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 50,00$ (kN/mq)

$B^* = 2,73$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 110,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5,14$

sc : fattori di forma

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

$s_c = 1,00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

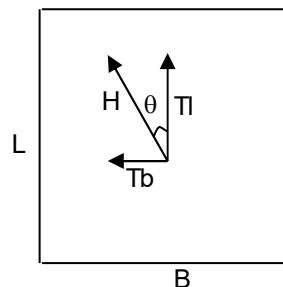
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

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

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

$$i_c = 0,86$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1,56$$

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

$$q_{lim} = 523,46 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 97,79 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 227,59 \geq q = 97,79 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 58,30 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 163,68 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 148,8 \geq H_d = 58,30 \text{ (kN)}$$

- ***SLV-Nmax:***

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 291,66 | | 291,66 |
| Mb [kNm] | 143,00 | | 143,00 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 58,30 | | 58,30 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 58,30 | 0,00 | 58,30 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 50,00$ (kN/mq)

$e_B = 0,49$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 50,00$ (kN/mq)

$B^* = 2,82$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 110,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5,14$

sc : fattori di forma

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

$s_c = 1,00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

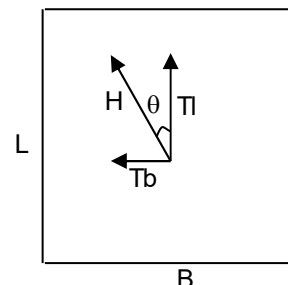
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

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

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

$$i_c = 0,87$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1,56$$

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

$$q_{lim} = 525,62 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 103,45 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 228,53 \geq q = 103,45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 58,30 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 169,16 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 153,79 \geq H_d = 58,30 \text{ (kN)}$$

3.13.6. *Tabella verifiche geotecniche GEO*

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

| Coefficienti di sfruttamento | | | |
|-------------------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| | Q_{lim} | Scorr | Esito |
| SLU-CD_Nmin | 8% | 48% | OK |
| SLU-CD_Nmax | 7% | 26% | OK |
| SLV-CD_Nmin | 4% | 25% | OK |
| SLV-CD_Nmax | 4% | 23% | OK |
| SLU-CND_Nmin | 61% | 87% | OK |
| SLU-CND_Nmax | 86% | 67% | OK |
| SLV-CND_Nmin | 43% | 39% | OK |
| SLV-CND_Nmax | 45% | 38% | OK |

3.14. OPERE DI IMBOCCO E SBOCCO

Per la verifica delle opere di imbocco e sbocco si riporta un calcolo tipologico per tutti i tombini aventi le stesse caratteristiche geometriche. Il calcolo strutturale verrà effettuato nelle condizioni più sfavorevoli possibile in termini di azione sismica; le verifiche geotecniche verranno effettuate considerando il terreno di fondazione con le minori caratteristiche di resistenza (TERRENO a2, $c'=18$ KPa, $C_u=50$ Kpa) e la quota della falda alla profondità minore tra quelle considerate.

3.14.1. GEOMETRIA

| | | | |
|---------------------|------|--------|-----------------------------------|
| Larghezza utile | Lint | 3,00 m | luce interna scatolare |
| Altezza libera | Hint | 3,40 m | altezza interna scatolare |
| Spessore piedritti | Sp | 0,40 m | (consigliato: $Sp = Ss$) |
| Spessore fondazione | Sf | 0,50 m | (consigliato: $Sf = Ss + 10cm.$) |
| Larghezza totale | Ltot | 3,80 m | $Lint+2 \times Sp$ |
| Altezza totale | Htot | 3,90 m | $Hint+Spf$ |

3.14.2. 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 $\gamma=25kN/m^3$.

| | | | |
|------------------------------------|---------------|----------------------|--------------------------|
| Peso specifico calcestruzzo armato | γ_{ds} | 25 kN/m ³ | |
| peso singolo piedritto | Pp | 7.50 kN/m | $\gamma_{cls} \times Sp$ |
| peso fondazione | Psf | 10.00 kN/m | $\gamma_{cls} \times Sf$ |

Spinta del terreno (condizioni SPTSX eSPTDX)

Le caratteristiche del rinterro, sono le medesime considerate per lo scatolare:

$\emptyset=38^\circ$

Angolo di attrito

$\gamma_r = 20 \text{ kN/m}^3$ Peso specifico rinterro

$C_u = 0$ Coesione non drenata

| | | | |
|--|---------|--------------------------------|--|
| angolo di attrito rinterro | ϕ' | 35,0 [°] | 0,611 [rad] |
| coefficiente spinta attiva k_a | k_a | 0,271 | $(1 - \text{sen}\phi) / (1 + \text{sen}\phi)$ |
| coefficiente spinta riposo k_o | k_o | 0,426 | $(1 + \text{sen}\phi)$ |
| coefficiente spinta passiva k_p | k_p | 3,690 | $(1 + \text{sen}\phi) / (1 - \text{sen}\phi)$ |
| Pressione cima piedritti | P2 | 0,00 kN/m ² | Z=0 |
| Pressione asse soletta inferiore | P3 | 28,02 kN/m ² | $k_o \times \gamma_t \times (H_{int} + S_f / 2)$ |
| Pressione intradosso soletta inferiore | P4 | 29,93 kN/m ² | $k_o \times \gamma_t \times H_{tot}$ |
| Forza concentrata asse soletta inferiore | F2 | 7,24 kN/m | $(P3 + P4) / 2 \times S_f / 2$ |

Il carico concentrato nel nodo 3 (per la SPTSX) oppure 13 (per la SPTDX) rappresenta la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta inferiore.

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 $F_h = k_h \cdot W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

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 $V_R = V_N \cdot C_U$.

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 kh e kv ove: $kh = \beta_M \times S \times ag/g$ e $kv = kh / 2$. 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 | -] |
| Longitudine | -] |

Parametri sismici di progetto

| | | |
|---|--------|-----------|
| accelerazione massima orizzontale al bedrock | ago | 0,110 g |
| fattore amplificazione massima spettro accelerazione | F_0 | 2,648 sec |
| periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz. | T^*c | 0,384 |
| categoria sottosuolo | | C |
| 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 | 1,50 | 1,44 |
| B | 1,20 | 1,33 | | |
| C | 1,50 | 1,44 | | |
| D | 1,80 | 2,02 | | |
| E | 1,60 | 1,69 | | |

| | | |
|---|---------|-----------|
| coefficiente amplificazione stratigrafica | S_s | 1,500 |
| coefficiente di amplificazione | S | 1,500 |
| coefficiente categoria sottosuolo | C_c | 1,440 |
| periodo inizio tratto a accelerazione costante = $T_c / 3$ | T_B | 0,184 sec |
| periodo inizio tratto a velocità costante = $C_c * T^*c$ | T_C | 0,553 sec |
| periodo inizio tratto a spostamento costante = $4 * ag/g + 1,6$ | T_D | 2,040 sec |
| accelerazione massima orizzontale al suolo = $S_s \times S_t \times ag/g$ | ago,max | 0,165 g |

Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo scatolare

| | | |
|--|-----------|----------|
| Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito | β | 1,000 |
| $ao = kh = ago,max = S \times ag/g$ <i>valore PGA x scatolare</i> | $ao = kh$ | 0,1650 g |
| $av = kv = kh / 2$ <i>valore PGA x scatolare</i> | $av = kv$ | 0,0825 g |

Forze di inerzia (condizione SismaH)

 Forza orizzontale su singolo piedritto F''_h **1,65** kN/m² $P_p \times k_b$
Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSPDX e SPSSX)

 Forza distribuita su uno solo dei piedritti qW **11,58** kN/m² $(\gamma_t \times H_{tot}) \times (a_{g0,max})$

 Forza concentrata nodo inferiore piedritto QW_{inf} **2,90** kN $qW \times Sf / 2$

 3.14.3. COMBINAZIONI DI CARICO

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

| | |
|---|-----------|
| Peso proprio | DEAD |
| Spinta del terreno sulla parete sinistra | SPTSX |
| Spinta del terreno sulla parete destra | SPTDX |
| Azione sismica orizzontale | Sisma H |
| Incremento sismico della spinta sul terreno | SPSPDX/SX |

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

Combinazione fondamentale

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

| Combinazioni di carico SLU (non sismiche) | | | | | | | | | | | | | |
|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|
| | 1slu | 2slu | 3slu | 4slu | 5slu | 6slu | 7slu | 8slu | 9slu | 10slu | 11slu | 12slu | 13slu |
| DEAD | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 |
| 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 |

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 | | | | | | | | |
|---------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | SH1 | SH2 | SH3 | SH4 | SV1 | SV2 | SV3 | SV4 |
| DEAD | 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 |
| Sisma H | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 |
| 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 |
| DEAD | 1 | 1 | 1 |
| SPTSX | 1 | 1 | 1 |
| SPTDX | 0.8 | 0.8 | 0.8 |

3.14.4. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

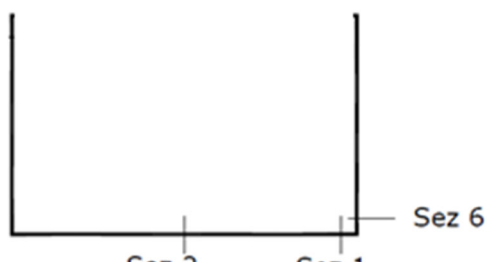
3.14.4.1. *Inviluppo SLU-SLV*

| Frame | Station | OutputCase | CaseType | StepType | P | V2 | M3 |
|-------|---------|------------------|-------------|----------|------|--------|--------|
| 1 | 0,20 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 39,40 | 136,56 |
| 1 | 0,36 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 39,17 | 130,23 |
| 1 | 0,52 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 41,14 | 123,89 |
| 1 | 0,67 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 43,12 | 117,23 |
| 1 | 0,83 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 40,47 | 110,97 |
| 1 | 0,99 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 42,44 | 104,42 |
| 1 | 1,15 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 39,76 | 98,16 |
| 1 | 1,31 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 41,74 | 91,73 |
| 1 | 1,46 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 37,52 | 85,62 |
| 1 | 1,62 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 39,49 | 79,54 |
| 1 | 1,78 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 33,77 | 78,26 |
| 1 | 1,94 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 35,75 | 81,77 |
| 1 | 2,09 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 28,55 | 85,35 |
| 1 | 2,25 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 30,52 | 89,32 |
| 1 | 2,41 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 21,87 | 93,17 |
| 1 | 2,57 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 23,85 | 97,46 |
| 1 | 2,73 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 7,73 | 101,49 |
| 1 | 2,88 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 9,70 | 106,36 |
| 1 | 3,04 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | 11,67 | 110,92 |
| 1 | 3,20 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Max | 0,00 | -6,58 | 116,04 |
| 1 | 0,20 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | 13,86 | 50,26 |
| 1 | 0,36 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -0,40 | 45,48 |
| 1 | 0,52 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | 1,58 | 42,40 |
| 1 | 0,67 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | 3,55 | 38,90 |
| 1 | 0,83 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -9,58 | 37,29 |
| 1 | 0,99 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -7,61 | 35,37 |
| 1 | 1,15 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -14,94 | 34,31 |
| 1 | 1,31 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -12,96 | 33,16 |
| 1 | 1,46 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -19,50 | 32,63 |
| 1 | 1,62 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -17,53 | 32,24 |
| 1 | 1,78 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -23,24 | 32,24 |
| 1 | 1,94 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -21,27 | 32,63 |
| 1 | 2,09 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -26,15 | 33,16 |
| 1 | 2,25 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -24,17 | 34,31 |
| 1 | 2,41 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -28,18 | 35,37 |
| 1 | 2,57 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -26,20 | 37,29 |
| 1 | 2,73 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -31,84 | 38,90 |
| 1 | 2,88 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -29,87 | 42,40 |
| 1 | 3,04 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -27,90 | 43,17 |
| 1 | 3,20 | ENVELOPE SLU SLV | Combination | Min | 0,00 | -34,00 | 44,01 |

NI06 - Tombino Scatolare 3x3 (pk 2+134.09): Relazione di calcolo scatolare

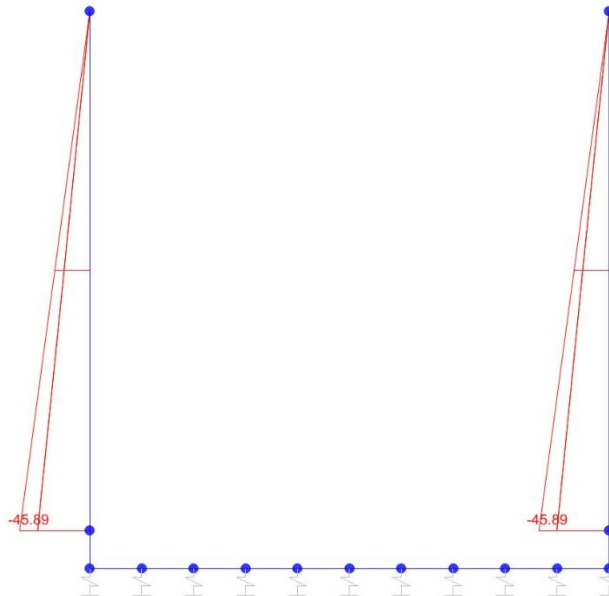
| | | | | | |
|------------------|-------------------|----------------|----------------------------|-----------|---------------------|
| COMMESSA RS3T | LOTTO 3 0 D 26 | CODIFICA CL | DOCUMENTO NI.06.0.0.001 | REV. B | FOGLIO 83 di 125 |
|------------------|-------------------|----------------|----------------------------|-----------|---------------------|

| | | | | | | |
|---|------|------------------|-----------------|--------|--------|---------|
| 2 | 0,00 | ENVELOPE SLU SLV | Combination Max | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 1,70 | ENVELOPE SLU SLV | Combination Max | -17,00 | 26,88 | -3,28 |
| 2 | 3,40 | ENVELOPE SLU SLV | Combination Max | -33,99 | 73,75 | -35,78 |
| 2 | 0,00 | ENVELOPE SLU SLV | Combination Min | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 1,70 | ENVELOPE SLU SLV | Combination Min | -22,94 | 7,19 | -20,01 |
| 2 | 3,40 | ENVELOPE SLU SLV | Combination Min | -45,89 | 34,38 | -102,71 |
| 4 | 0,00 | ENVELOPE SLU SLV | Combination Max | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 4 | 1,70 | ENVELOPE SLU SLV | Combination Max | -17,00 | -10,00 | 24,78 |
| 4 | 3,40 | ENVELOPE SLU SLV | Combination Max | -33,99 | -39,99 | 121,79 |
| 4 | 0,00 | ENVELOPE SLU SLV | Combination Min | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 4 | 1,70 | ENVELOPE SLU SLV | Combination Min | -22,94 | -32,49 | 5,66 |
| 4 | 3,40 | ENVELOPE SLU SLV | Combination Min | -45,89 | -84,97 | 45,32 |

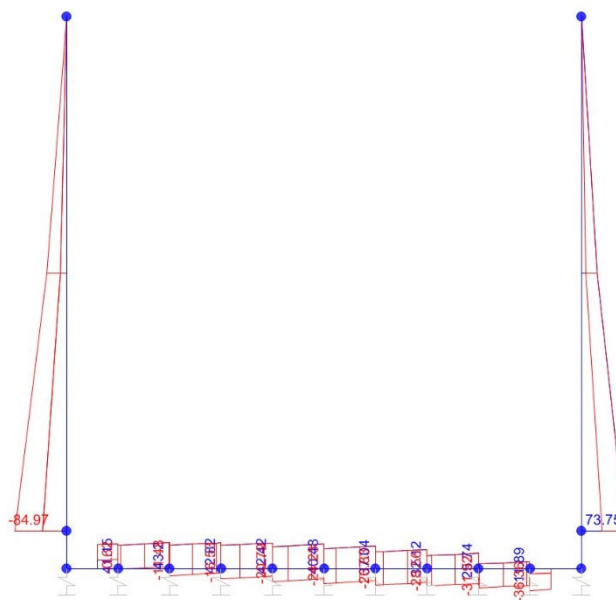


| SEZIONE | P | V2 | M3 |
|---------|-------|------|-------|
| 01 | 0,0 | 43,1 | 136,6 |
| 02 | 0,0 | 0,0 | 32,2 |
| 06 | -34,0 | 85,0 | 102,7 |

Diagrammi di involucro delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU-SLV



Sforzo normale



Taglio

NI06 - Tombino Scatolare 3x3 (pk 2+134.09): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA
RS3T

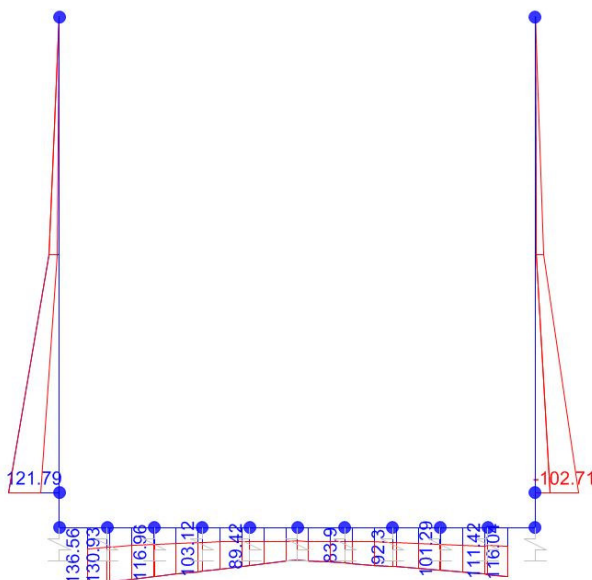
LOTTO
3 0 D 26

CODIFICA
CL

DOCUMENTO
NI.06.0.0.001

REV.
B

FOGLIO
85 di 125



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.

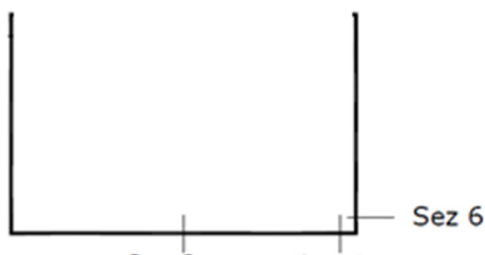
3.14.4.2. *Involuppo SLE (rara)*

| Frame | Station | OutputCase | CaseType | StepType | P | V2 | M3 |
|-------|---------|------------------|-------------|----------|------|--------|-------|
| 1 | 0,20 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | 24,64 | 51,39 |
| 1 | 0,36 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | 16,38 | 47,52 |
| 1 | 0,52 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | 18,35 | 44,78 |
| 1 | 0,67 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | 20,33 | 41,73 |
| 1 | 0,83 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | 11,74 | 39,96 |
| 1 | 0,99 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | 13,72 | 37,95 |
| 1 | 1,15 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | 8,46 | 36,55 |
| 1 | 1,31 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | 10,43 | 35,06 |
| 1 | 1,46 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | 4,98 | 34,03 |
| 1 | 1,62 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | 6,96 | 33,08 |
| 1 | 1,78 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | 1,33 | 32,43 |
| 1 | 1,94 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | 3,31 | 32,06 |
| 1 | 2,09 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | -2,48 | 31,81 |
| 1 | 2,25 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | -0,51 | 32,04 |
| 1 | 2,41 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | -6,44 | 32,21 |
| 1 | 2,57 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | -4,47 | 33,07 |
| 1 | 2,73 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | -14,57 | 33,70 |
| 1 | 2,88 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | -12,60 | 35,84 |
| 1 | 3,04 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | -10,63 | 37,68 |
| 1 | 3,20 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Max | 0,00 | -20,93 | 40,92 |
| 1 | 0,20 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | 24,64 | 51,39 |
| 1 | 0,36 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | 16,38 | 47,52 |
| 1 | 0,52 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | 18,35 | 44,78 |
| 1 | 0,67 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | 20,33 | 41,73 |
| 1 | 0,83 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | 11,74 | 39,96 |
| 1 | 0,99 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | 13,72 | 37,95 |
| 1 | 1,15 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | 8,46 | 36,55 |
| 1 | 1,31 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | 10,43 | 35,06 |
| 1 | 1,46 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | 4,98 | 34,03 |
| 1 | 1,62 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | 6,96 | 33,08 |
| 1 | 1,78 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | 1,33 | 32,43 |
| 1 | 1,94 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | 3,31 | 32,06 |
| 1 | 2,09 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | -2,48 | 31,81 |
| 1 | 2,25 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | -0,51 | 32,04 |
| 1 | 2,41 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | -6,44 | 32,21 |
| 1 | 2,57 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | -4,47 | 33,07 |
| 1 | 2,73 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | -14,57 | 33,70 |
| 1 | 2,88 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | -12,60 | 35,84 |
| 1 | 3,04 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | -10,63 | 37,68 |
| 1 | 3,20 | ENVELOPE SLERARA | Combination | Min | 0,00 | -20,93 | 40,92 |

NI06 - Tombino Scatolare 3x3 (pk 2+134.09): Relazione di calcolo scatolare

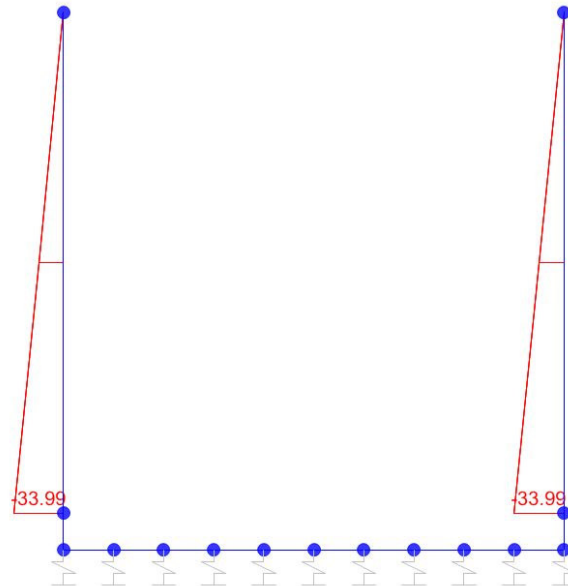
| | | | | | |
|------------------|-------------------|----------------|----------------------------|-----------|---------------------|
| COMMESSA RS3T | LOTTO 3 0 D 26 | CODIFICA CL | DOCUMENTO NI.06.0.0.001 | REV. B | FOGLIO 87 di 125 |
|------------------|-------------------|----------------|----------------------------|-----------|---------------------|

| | | | | |
|---|---------------------------------------|--------|--------|--------|
| 2 | 0,00 ENVELOPE SLERARA Combination Max | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 1,70 ENVELOPE SLERARA Combination Max | -17,00 | 8,00 | -4,53 |
| 2 | 3,40 ENVELOPE SLERARA Combination Max | -33,99 | 31,99 | -36,25 |
| 2 | 0,00 ENVELOPE SLERARA Combination Min | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 1,70 ENVELOPE SLERARA Combination Min | -17,00 | 8,00 | -4,53 |
| 2 | 3,40 ENVELOPE SLERARA Combination Min | -33,99 | 31,99 | -36,25 |
| 4 | 0,00 ENVELOPE SLERARA Combination Max | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 4 | 1,70 ENVELOPE SLERARA Combination Max | -17,00 | -10,00 | 5,66 |
| 4 | 3,40 ENVELOPE SLERARA Combination Max | -33,99 | -39,99 | 45,32 |
| 4 | 0,00 ENVELOPE SLERARA Combination Min | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 4 | 1,70 ENVELOPE SLERARA Combination Min | -17,00 | -10,00 | 5,66 |
| 4 | 3,40 ENVELOPE SLERARA Combination Min | -33,99 | -39,99 | 45,32 |

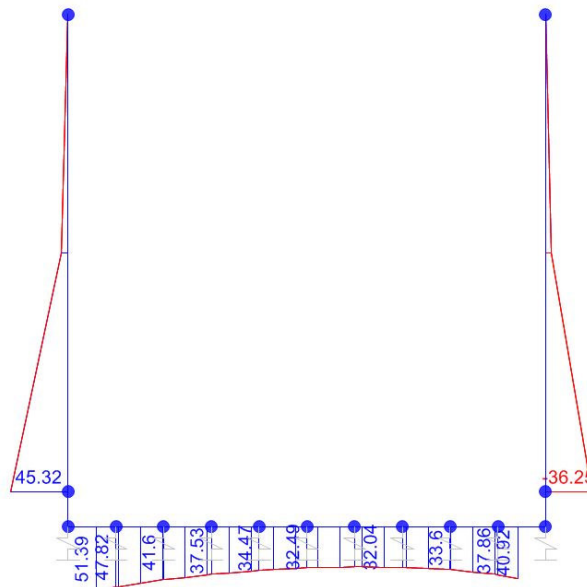


| SEZIONE | P | V2 | M3 |
|---------|-------|------|------|
| 01 | 0,0 | 24,6 | 51,4 |
| 02 | 0,0 | 0,0 | 31,8 |
| 06 | -34,0 | 40,0 | 36,3 |

Diagrammi di involuppo 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.

3.14.5. VERIFICHE

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

| SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI: | | | | |
|--|---------------|------------|------------|------------|
| SL | VERIF | SEZ01 | SEZ02 | SEZ06 |
| SLU | Med/Mrd | 28% | 7% | 28% |
| SLU | Ved/Vrd | 18% | 0% | 39% |
| SLE | (sigse/sigr)s | 3% | 2% | 3% |
| SLE | (sigse/sigr)i | 12% | 7% | 10% |
| SLE | (sigce/sigc)s | 8% | 5% | 9% |
| SLE | wk/wklim | 23% | 14% | 17% |
| | MAX | 28% | 14% | 39% |
| | MAX | 39% | | |

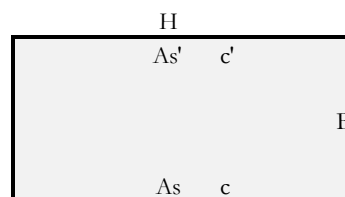
I coefficienti di sfruttamento sono tutti inferiori all'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

3.14.5.1. VERIFICHE DELLE SEZIONI

Sezione n° 01

Dati di Input:

| | | | | | |
|-----------|--|-------|------------------------|------|-------|
| B | Base sezione rettangolare | 1000 | mm | | |
| H | Altezza sezione rettangolare | 500 | mm | | |
| c' | Copriferro armatura sup. compressa | 70 | mm | | |
| c | Copriferro armatura inf. Tesa | 70 | mm | | |
| d | Altezza utile = H-c | 430 | 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 [(+)] | 136,6 | kNm | | |
| Ved | Taglio di calcolo [(+)] | 43,1 | kN | | |
| Ted | Torsione di calcolo [(+)] | 0 | kNm | | |
| Fi1 | 1° diametro armatura tesa | 20 | mm | | |
| Fi2 | 2° diametro armatura tesa | 0 | mm | | |
| n1 | N°. Barre 1° armatura tesa | 10 | Armadura tesa filante | 3142 | mmq |
| n2 | N°. Barre 2° armatura tesa | 0 | Armadura di raffittim. | 0 | mmq |
| As' | Armadura superiore compressa | 3142 | mmq | | |
| As | Armadura inferiore tesa | 3142 | mmq | | |
| Fi Staffe | Diametro staffe | | mm | | |
| s. Staffe | Passo staffe | 150 | mm | | |
| bracci | Numero Bracci staffe | 2 | | | |
| cotθ | (proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls | 2,0 | [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 [(+)] | 51,4 | 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 | | |
| Mrd | Momento ultimo resistente | 483 | kNm | Coeff.Sfrutt. 28% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente | 243 | kN | Coeff.Sfrutt. 18% |
| Trd | Momento torcente ultimo resistente | 0 | kNm | Coeff.Sfrutt. |

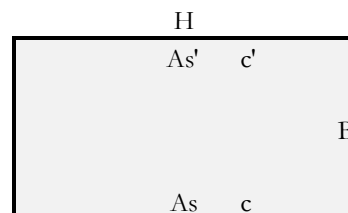
SLE - Tensioni e ampiezza fessure

| | | | | |
|----------|--|------|-----|----------------------|
| Sigs-sup | Tensione barre superiori [(-)Compresso] | -11 | Mpa | Coeff.Sfrutt. 3% |
| Sigs-inf | Tensione barre inferiori [(+)Teso] | 43 | Mpa | Coeff.Sfrutt. 12% |
| Sigc-sup | Tensione cls superiore [(-)Compresso] | -1 | Mpa | Coeff.Sfrutt. 8% |
| Sigc-inf | Tensione cls inferiore [non reag.Trazione] | 0 | Mpa | |
| Mcr | Momento di prima fessurazione | 142 | kNm | |
| wk | Ampiezza di fessura | 0,05 | mm | Coeff.Sfrutt. 23% |
| | | | | Coeff.Sfrutt.Max 28% |

Sezione n°. 02

Dati di Input:

| | | | | |
|-----------|--|--------------------------|------------|--|
| B | Base sezione rettangolare | 1000 mm | | |
| H | Altezza sezione rettangolare | 500 mm | | |
| c' | Copriferro armatura sup. compressa | 70 mm | | |
| c | Copriferro armatura inf. Tesa | 70 mm | | |
| d | Altezza utile = H-c | 430 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 [(+)] | 32,2 kNm | | |
| Ved | Taglio di calcolo [(+)] | 0,0 kN | | |
| Ted | Torsione di calcolo [(+)] | 0 kNm | | |
| Fi1 | 1° diametro armatura tesa | 20 | | |
| Fi2 | 2° diametro armatura tesa | 0 | | |
| n1 | N°. Barre 1° armatura tesa | 10 Armatura tesa filante | 3142 mmq | |
| n2 | N°. Barre 2° armatura tesa | 0 Armatura di raffittim. | 0 mmq | |
| As' | Armatura superiore compressa | 3142 mmq | | |
| As | Armatura inferiore tesa | 3142 mmq | | |
| Fi Staffe | Diametro staffe | mm | | |
| s. Staffe | Passo staffe | 150 mm | | |
| bracci | Numero Bracci staffe | 2 | | |
| cotθ | (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 [(+)] | 31,8 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 | | |
| Mrd | Momento ultimo resistente | 483 kNm | Coeff.Sfrutt. | 7% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente | 243 kN | Coeff.Sfrutt. | 0% |
| Trd | Momento torcente ultimo resistente | 0 kNm | Coeff.Sfrutt. | |

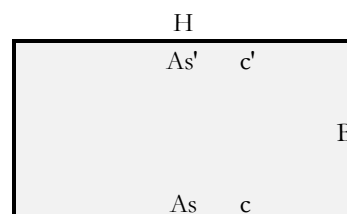
SLE - Tensioni e ampiezza fessure

| | | | | |
|----------|--|---------|------------------|-----|
| Sigs-sup | Tensione barre superiori [(-)Compresso] | -7 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 2% |
| Sigs-inf | Tensione barre inferiori [(+)Teso] | 27 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 7% |
| Sigc-sup | Tensione cls superiore [(-)Compresso] | -1 Mpa | Coeff.Sfrutt. | 5% |
| Sigc-inf | Tensione cls inferiore [non reag.Trazione] | 0 Mpa | | |
| Mcr | Momento di prima fessurazione | 142 kNm | | |
| wk | Ampiezza di fessura | 0,03 mm | Coeff.Sfrutt. | 14% |
| | | | Coeff.Sfrutt.Max | 14% |

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] | -34,0 | kN | | |
| Med | Momento flettente di calcolo [(+)] | 102,7 | kNm | | |
| Ved | Taglio di calcolo [(+)] | 85,0 | kN | | |
| Ted | Torsione di calcolo [(+)] | 0 | kNm | | |
| Fi1 | 1° diametro armatura tesa | 20 | | | |
| Fi2 | 2° diametro armatura tesa | 0 | | | |
| n1 | N°. Barre 1° armatura tesa | 10 | Armatura tesa filante | 3142 | mmq |
| n2 | N°. Barre 2° armatura tesa | 0 | Armatura di raffittim. | 0 | mmq |
| As' | Armatura superiore compressa | 3142 | mmq | | |
| As | Armatura inferiore tesa | 3142 | mmq | | |
| Fi Staffe | Diametro staffe | | mm | | |
| s. Staffe | Passo staffe | 150 | mm | | |
| bracci | Numero Bracci staffe | 2 | | | |
| cotθ | (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 [(+)] | 36,3 | kNm | | |
| Nsle | Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione] | -34,0 | 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 | | |
| Mrd | Momento ultimo resistente | 364 | kNm | Coeff.Sfrutt. 28% |
| Vrd | Taglio ultimo resistente | 219 | kN | Coeff.Sfrutt. 39% |
| 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] | 36 | 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 | 95 | kNm | |
| wk | Ampiezza di fessura | 0,03 | mm | Coeff.Sfrutt. 17% |
| | | | | Coeff.Sfrutt.Max 39% |

3.14.5.2. VERIFICHE GEOTECNICHE

3.14.5.2.1. 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 | 155,88 | 0,00 | 0,00 |
| SLU01 | 155,88 | 0,00 | 0,00 |
| SLU02 | 155,88 | 0,00 | 0,00 |
| SLU02 | 155,88 | 0,00 | 0,00 |
| SLU03 | 155,88 | 0,00 | 0,00 |
| SLU03 | 155,88 | 0,00 | 0,00 |
| SLU04 | 155,88 | 18,41 | 19,62 |
| SLU04 | 155,88 | 18,41 | 19,62 |
| SLU05 | 155,88 | 0,00 | 0,00 |
| SLU05 | 155,88 | 0,00 | 0,00 |
| SLU06 | 155,88 | 0,00 | 0,00 |
| SLU06 | 155,88 | 0,00 | 0,00 |
| SLU07 | 155,88 | 18,41 | 19,62 |
| SLU07 | 155,88 | 18,41 | 19,62 |
| SLU08 | 115,47 | 18,41 | 19,62 |
| SLU08 | 115,47 | 18,41 | 19,62 |
| SLU09 | 155,88 | 18,41 | 19,62 |
| SLU09 | 155,88 | 18,41 | 19,62 |
| SLU10 | 155,88 | -18,41 | -19,62 |
| SLU10 | 155,88 | -18,41 | -19,62 |
| SLU11 | 155,88 | -18,41 | -19,62 |
| SLU11 | 155,88 | -18,41 | -19,62 |
| SLU12 | 155,88 | -18,41 | -19,62 |
| SLU12 | 155,88 | -18,41 | -19,62 |
| SLU13 | 155,88 | -18,41 | -19,62 |
| SLU13 | 155,88 | -18,41 | -19,62 |
| SH1 | 115,47 | -57,21 | -99,12 |
| SH1 | 115,47 | -57,21 | -99,12 |
| SH2 | 115,47 | -57,21 | -99,12 |
| SH2 | 115,47 | -57,21 | -99,12 |
| SH3 | 115,47 | 33,12 | 55,16 |
| SH3 | 115,47 | 33,12 | 55,16 |
| SH4 | 115,47 | 33,12 | 55,16 |
| SH4 | 115,47 | 33,12 | 55,16 |

| | | | |
|-----|--------|--------|--------|
| SV1 | 115,47 | -17,16 | -29,74 |
| SV1 | 115,47 | -17,16 | -29,74 |
| SV2 | 115,47 | -17,16 | -29,74 |
| SV2 | 115,47 | -17,16 | -29,74 |
| SV3 | 115,47 | 9,94 | 16,55 |
| SV3 | 115,47 | 9,94 | 16,55 |
| SV4 | 115,47 | 9,94 | 16,55 |
| SV4 | 115,47 | 9,94 | 16,55 |

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

| SLU | |
|-------------|--------------------|
| Nmax | 155,88 kN/m |
| Nmin | 115,47 kN/m |
| Hmax | 18,41 kN/m |
| Mmax | 19,62 kNm/m |
| SLV | |
| Nmax | 115,47 kN/m |
| Nmin | 115,47 kN/m |
| Hmax | 57,21 kN/m |
| Mmax | 99,12 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.

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.

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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

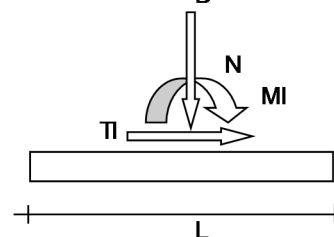
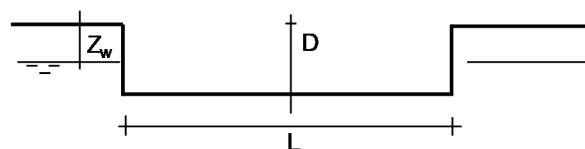
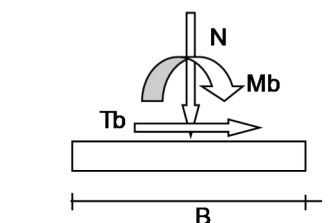
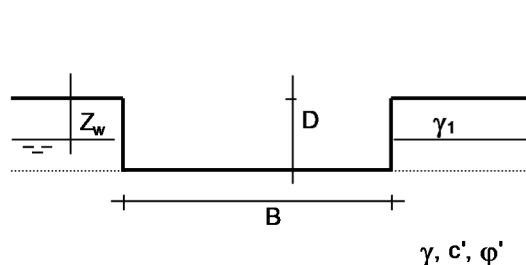
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)

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

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

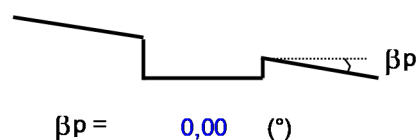
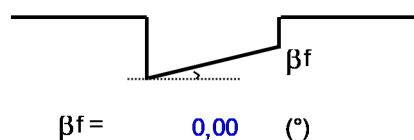
coefficienti parziali

| Metodo di calcolo | | azioni | | proprietà del terreno | | resistenze | | |
|--------------------------|----------|------------|----------------------|-----------------------|------|------------|-------|------|
| | | permanenti | temporanee variabili | $\tan \varphi'$ | c' | q_{lim} | scorr | |
| Stato Limite Ultimo | A1+M1+R1 | ○ | 1,30 | 1,50 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 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 = 3,80 (m)
L = 100,00 (m)
D = 3,90 (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.

3.14.6. Verifiche SLU in condizioni drenate

• SLU-Nmin:

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 115,47 | | 115,47 |
| Mb [kNm] | 19,62 | | 19,62 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 18,41 | | 18,41 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 18,41 | 0,00 | 18,41 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 18,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 18,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 2,70$ (m)

$e_B = 0,17$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 3,46$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 66,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8,00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 48,93$

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

$N_c = 61,35$

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

$N_y = 78,02$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

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

$$s_\gamma = 1,00$$

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)

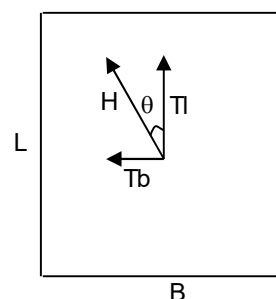
$$i_q = 0,75$$

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

$$i_c = 0,75$$

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

$$i_\gamma = 0,65$$



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

$$d_q = 1,30$$

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

$$d_c = 1,31$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 4451,90 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 33,37 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1935,61 \geq q = 33,37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 18,41 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 152,49 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 138,63 \geq H_d = 18,41 \text{ (kN)}$$

• SLU-Nmax:

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 155,88 | | 155,88 |
| Mb [kNm] | 19,62 | | 19,62 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 18,41 | | 18,41 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 18,41 | 0,00 | 18,41 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 18,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 18,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 2,70$ (m)

$e_B = 0,13$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 3,55$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 66,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8,00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$Nq = 48,93$

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

$Nc = 61,35$

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

$Ny = 78,02$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

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

$$s_\gamma = 1,00$$

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)

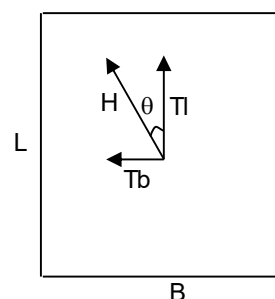
$$i_q = 0,80$$

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

$$i_c = 0,80$$

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

$$i_\gamma = 0,72$$



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

$$d_q = 1,30$$

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

$$d_c = 1,31$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 4775,29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 43,93 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 2076,21 \geq q = 43,93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 18,41 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 185,65 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 168,77 \geq H_d = 18,41 \text{ (kN)}$$

3.14.7. *Verifiche SLU in condizioni non drenate*

- **SLU-Nmin:**

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 115,47 | | 115,47 |
| Mb [kNm] | 19,62 | | 19,62 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 18,41 | | 18,41 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 18,41 | 0,00 | 18,41 |

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

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0,17 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 3,46 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 78,00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

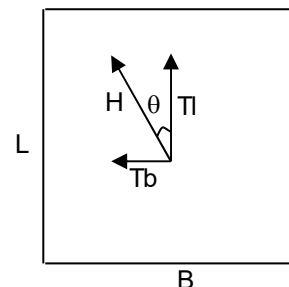
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

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

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

$$i_c = 0,96$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1,53$$

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

$$q_{lim} = 454,41 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 33,37 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 197,57 \geq q = 33,37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 18,41 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 173,01 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 157,28 \geq H_d = 18,41 \text{ (kN)}$$

- *SLU-Nmax:*

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 155,88 | | 155,88 |
| Mb [kNm] | 19,62 | | 19,62 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 18,41 | | 18,41 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 18,41 | 0,00 | 18,41 |

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

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0,13 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 3,55 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 78,00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

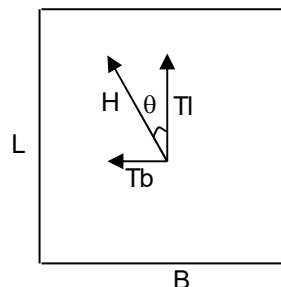
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

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

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

$$i_c = 0,96$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1,53$$

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

$$q_{lim} = 454,82 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 43,93 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 197,75 \geq q = 43,93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 18,41 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 177,41 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 161,28 \geq H_d = 18,41 \text{ (kN)}$$

3.14.8. Verifiche SLV in condizioni drenate

• SLV-Nmin:

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 115,47 | | 115,47 |
| Mb [kNm] | 99,12 | | 99,12 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 57,21 | | 57,21 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 57,21 | 0,00 | 57,21 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 18,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 18,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 2,70$ (m)

$e_B = 0,86$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 2,08$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 66,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8,00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 48,93$

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

$N_c = 61,35$

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

$N_\gamma = 78,02$

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)

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

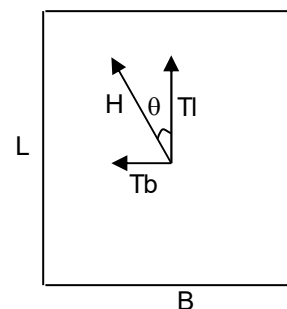
$$i_q = 0,34$$

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

$$i_c = 0,33$$

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

$$i_\gamma = 0,20$$



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

$$d_q = 1,30$$

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

$$d_c = 1,31$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1993,52 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 55,43 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 866,75 \geq q = 55,43 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 57,21 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 127,71 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 116,1 \geq H_d = 57,21 \text{ (kN)}$$

• ***SLV-Nmax:***

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 115,47 | | 115,47 |
| Mb [kNm] | 99,12 | | 99,12 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 57,21 | | 57,21 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 57,21 | 0,00 | 57,21 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 18,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 38,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 18,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 38,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 2,70$ (m)

$e_B = 0,86$ (m)
 $e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 2,08$ (m)
 $L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 66,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8,00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 48,93$

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

$N_c = 61,35$

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

$N_\gamma = 78,02$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

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

$$s_\gamma = 1,00$$

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)

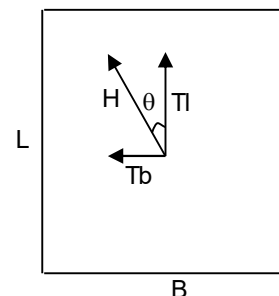
$$i_q = 0,34$$

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

$$i_c = 0,33$$

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

$$i_\gamma = 0,20$$



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

$$d_q = 1,30$$

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

$$d_c = 1,31$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1993,52 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 55,43 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 866,75 \geq q = 55,43 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 57,21 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 127,71 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 116,1 \geq H_d = 57,21 \text{ (kN)}$$

3.14.9. *Verifiche SLV in condizioni non drenate*

• **SLV-Nmin:**

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 115,47 | | 115,47 |
| Mb [kNm] | 99,12 | | 99,12 |
| Ml [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 57,21 | | 57,21 |
| Tl [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 57,21 | 0,00 | 57,21 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 50,00$ (kN/mq)

$e_B = 0,86$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 50,00$ (kN/mq)

$B^* = 2,08$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 78,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$Nc = 2 + \pi$

$Nc = 5,14$

sc : fattori di forma

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

$s_c = 1,00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

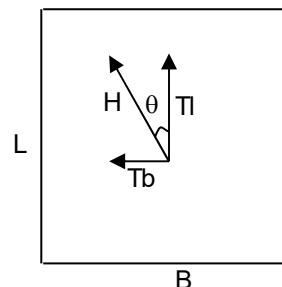
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

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

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

$$i_c = 0,79$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1,53$$

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

$$q_{lim} = 386,75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 55,43 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 168,15 \geq q = 55,43 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 57,21 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 104,16 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 94,69 \geq H_d = 57,21 \text{ (kN)}$$

• SLV-Nmax:

AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 115,47 | | 115,47 |
| Mb [kNm] | 99,12 | | 99,12 |
| MI [kNm] | 0,00 | | 0,00 |
| Tb [kN] | 57,21 | | 57,21 |
| TI [kN] | 0,00 | | 0,00 |
| H [kN] | 57,21 | 0,00 | 57,21 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 50,00$ (kN/mq)

$e_B = 0,86$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 50,00$ (kN/mq)

$B^* = 2,08$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 78,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$Nc = 2 + \pi$

$Nc = 5,14$

s_c : fattori di forma

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

$s_c = 1,00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

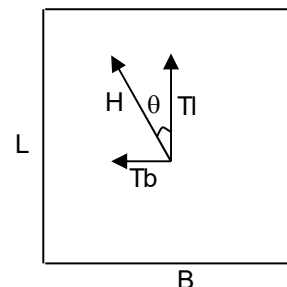
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

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

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

$$i_c = 0,79$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1,53$$

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

$$q_{lim} = 386,75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 55,43 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 168,15 \geq q = 55,43 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 57,21 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 104,16 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 94,69 \geq H_d = 57,21 \text{ (kN)}$$

3.14.10. Tabella verifiche geotecniche GEO

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

| Coefficienti di sfruttamento | | | |
|-------------------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| | Q_{lim} | Scorr | Esito |
| SLU-CD_Nmin | 2% | 13% | OK |
| SLU-CD_Nmax | 2% | 11% | OK |
| SLV-CD_Nmin | 6% | 49% | OK |
| SLV-CD_Nmax | 6% | 49% | OK |
| SLU-CND_Nmin | 17% | 12% | OK |
| SLU-CND_Nmax | 22% | 11% | OK |
| SLV-CND_Nmin | 33% | 60% | OK |
| SLV-CND_Nmax | 33% | 60% | OK |