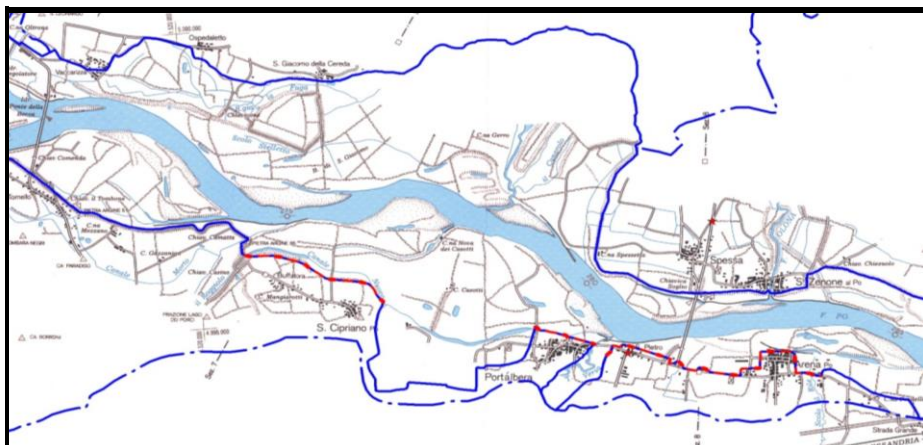


OPERE IDRAULICHE DI 2^A CATEGORIA

OPERE URGENTI E PRIORITARIE – CIRCONDARIO IDRAULICO DI PAVIA

Progetto n. 3283/PV

PV-E-1117 – Realizzazione dell'argine maestro nel Comune di San Cipriano Po(PV).



ELABORATO:

8

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE
STRUTTURE E DEGLI
IMPIANTI**

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Progettista coordinatore:

Dott. Ing. Remo Passoni

Collaboratori:

Dott. Roberto Romagnoli

Geom. Antonio Cambieri

Geom. Mario Panniello

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mille

PROGETTO:

3283/PV

PROTOCOLLO:

DATA:

AGGIORNAMENTO:

PROT. N.

DATA:

INDICE

1. GENERALITÀ	1
2. NORMATIVA VIGENTE	2
3. MATERIALI PREVISTI.	2
3.1 Calcestruzzo	2
3.1.1 Dosatura dei materiali.	2
3.1.2 Qualità dei componenti	2
3.1.3 Prescrizione per inerti	3
3.1.4 Prescrizione per il disarmo	3
3.1.5 Controlli di accettazione - Provini da prelevare in cantiere (Punto 11.2.5 del D.M. 14/01/08)	3
3.2 Acciaio per c.a.	4
4. PRESTAZIONI DI PROGETTO – CLASSE DELLE STRUTTURE – VITA UTILE	4
5. STATI LIMITE	4
6. PARAMETRI GEOTECNICI	5
7. PARAMETRI SISMICI	6
8. METODO DI CALCOLO PER CHIAVICHE, STAZIONE DI SOLLEVAMENTO E CANALE SOVRAPPASSO	7

ALLEGATO 1 - Analisi e verifiche chiavica in c.a. – Roggia Bedo Est

ALLEGATO 2 - Analisi e verifiche manufatto di sollevamento

ALLEGATO 3 - Analisi e verifiche scatolare attraversamento sovrappasso sp. 55

1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo è relativa agli interventi strutturali realizzati nell'ambito del progetto AIPO "Realizzazione dell'argine maestro nel comune di San Cipriano Po (PV)".

Nello specifico i principali interventi strutturali in oggetto, sono i seguenti:

- realizzazione delle seguenti chiaviche in corrispondenza del reticolo minore:
 - attuale intersezione tra fosso Roggiolo / roggia Bedo Ovest e argine in progetto;
 - attuale intersezione tra roggia Bedo Est e argine in progetto;
 - attuale intersezione con fosso irriguo esistente;
- realizzazione della stazione di sollevamento, a servizio del fosso Roggiolo, a monte della chiavica "Cassino";
- realizzazione di un canale interrato in corrispondenza del sovrappasso della SP. 55 .

Nello specifico si riportano in relazione le analisi e le verifiche in condizioni statiche e sismiche dei seguenti manufatti:

- Chiavica in cemento armato ordinario, gettato in opera, all'intersezione tra roggia Bedo Est e argine in progetto, di dimensioni interne 2.50 x 2.50 m e pareti laterali, solette superiore di spessore 40 cm e soletta inferiore e mensole laterali di spessore 50 cm, con un ricoprimento massimo di terreno di 5.47 m ed il pozzetto di alloggiamento della paratoia delle chiavica, anch'esso in cemento armato ordinario, gettato in opera, di dimensioni interne 2.50 x 2.00 m e pareti laterali di 40 cm di spessore (Allegato 1)
- Stazione di sollevamento di dimensioni massime in pianta di 15.70 x 7.00 m, altezza netta massima di 6.90 m con pareti laterali di 50 cm di spessore e platea di fondo di spessore 60 cm. Lungo il lato di monte della struttura si realizza una mensola di larghezza 1.20 m, a livello della fondazione, di spessore 60 cm. Lungo il lato di 7.0 m, dove vengono alloggiate le idrovore per il sollevamento del rio, vi è una vasca a sbalzo di dimensioni in pianta 3.60 x 7.0 m ed altezza 4.30 m, con pareti laterali, soletta di copertura e soletta di fondo di spessore 30 cm, avente un battente d'acqua massimo di 2.60 m. Tale struttura è appoggiata su terreno di riporto posto a fianco al manufatto di sollevamento, ed è inoltre sopportato da mensole in c.a. di altezza variabile da un minimo di 220 cm ad un massimo di 270 cm, di spessore 30 cm, poste in opera con interasse 2.10 m. (Allegato 2).
- Canale interrato, posto al di sotto del sovrappasso della SP. 55, di dimensioni interne 3.50 x 2.50 m, con pareti laterali e soletta di copertura di 40 cm di spessore e soletta di fondo di 50 cm di spessore, con un ricoprimento massimo di terreno di 4.30 m (Allegato 3).

Le verifiche degli elementi strutturali principali sono eseguite con il metodo degli Stati Limite, in accordo a quanto riportato all'interno delle normative vigenti (NTC 2008), i manufatti non riportati in relazione si ritengono calcolati in maniera analoga.

I manufatti in oggetto si trovano nel comune di San Cipriano Po (PV), classificato come zona sismica 3, come riportato all'interno del D.G.R. n. X/2129 dell'11 luglio 2014, tramite il quale la Regione Lombardia ha provveduto all'aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Lombardia. Tale provvedimento è stato emanato in attuazione della Legge 112/1998, della legge regionale 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d), del D.P.R. 380/2001 e di specifiche O.P.C.M., tra cui la n. 3274/2003, recepita dalla D.G.R. 7 novembre 2003, n.14964.

La nuova delibera, pubblicata sul B.U.R.L. n. 29, S.O., del 16/7/2014, entrerà in vigore il **10 aprile 2016**.

2. NORMATIVA VIGENTE

- D.M. 14 gennaio 2008 – “ Nuove Norma Tecniche per le costruzioni”
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – “ Istruzioni per l'applicazione delle “ Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

3. MATERIALI PREVISTI.

3.1 Calcestruzzo

- Calcestruzzo con Classe di resistenza C 25/30
- R_{ck} = resistenza cubica del calcestruzzo = 30 N/mm²
- f_{ck} = resistenza cilindrica a compressione = 0.83 R_{ck} = 24.9 N/mm²
- f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = $f_{ck} + 8$ = 32.9 N/mm²
- f_{ctm} = resistenza media a trazione semplice assiale = 0.30 $f_{ck}^{2/3}$ = 2.6 N/mm²
- f_{ctm} = resistenza a trazione per flessione = 1.2 f_{ctm} = 3.12 N/mm²
- E_{cm} = modulo elastico = 22000 $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 31447 N/mm²
- ν = coefficiente di Poisson = 0.20
- Classe di consistenza : S4
- Classe d'esposizione ambientale : XC2

3.1.1 Dosatura dei materiali.

La dosatura dei materiali per ottenere un calcestruzzo di classe C25/30 è orientativamente la seguente (per m³ d'impasto).

sabbia	0.4 m ³
ghiaia	0.8 m ³
acqua	150 litri
cemento tipo 425	350 kg/m ³

3.1.2 Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate.

Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

3.1.3 Prescrizione per inerti

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

3.1.4 Prescrizione per il disarmo

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

3.1.5 Controlli di accettazione - Provini da prelevare in cantiere (Punto 11.2.5 del D.M. 14/01/08)

Prelievo = n° 2 cubetti di lato 15 cm;

Controllo tipo A

Il controllo è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³.

Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare all'obbligo del prelievo giornaliero.

Controllo di accettazione di tipo A (quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³), positivo se :

$$R_i \geq R_{ck} - 3.5$$

Controllo tipo B

Nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m³ di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (B).

Il controllo è riferito ad una definita miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m³ di calcestruzzo.

Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato un prelievo e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m³.

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un Tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di un apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei provini mediante sigle.

La domanda di prove al Laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo.

3.2 Acciaio per c.a.

- Tipo B450C
- f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm²
- f_{yt} = tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm²
- $(f_t/f_y)_k \geq 1.15$ e < 1.35
- $(f_t/f_{ynom})_k \leq 1.25$
- Allungamento $(A_{gt})_k \geq 7.5\%$
- γ_s = coefficiente di sicurezza dell'acciaio per c.a. = 1.15
- f_{yd} = resistenza di calcolo = $450 : 1.15 = 391.30$ N/mm²
- f_{bd} = resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo = $f_{bk} : \gamma_c = 5.755 : 1.5 = 3.837$ N/mm²
- f_{bk} = resistenza tangenziale caratteristica = $2.25 \times \eta \times f_{ctk} = 2.25 \times 1.0 \times 2.558 = 5.755$ N/mm²

4. PRESTAZIONI DI PROGETTO – CLASSE DELLE STRUTTURE – VITA UTILE

I manufatti in progetto risultano essere di classe d'uso II (*Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.*) e sono di tipo 2 (*opere ordinarie*) con vita nominale ≥ 50 anni, C_U = coefficiente d'uso = 1.0, V_R = vita di riferimento = $C_U \times V_N$ = 50 anni.

5. STATI LIMITE

La sicurezza e le prestazioni dei manufatti sono state valutate in relazione agli Stati Limite che si possono verificare durante la loro vita nominale. In particolare le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU), sia di tipo geotecnico (GEO e di equilibrio di corpo rigido (EQU,) che di tipo strutturale (STR)*

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$

Inoltre si è considerata:

V_N = vita nominale dell'opera = 50 anni

Classe d'uso di tipo II con coefficiente $C_U = 1$

$V_{R(II)}$ = periodo di riferimento (classe II) = $V_N \cdot C_U = 50$ anni

6. PARAMETRI GEOTECNICI

Dal punto di vista geotecnico, i terreni che interessano i manufatti in progetto, facendo riferimento alla relazione geologica, sono terreni argillo-limosi aventi le seguenti caratteristiche geotecniche:

- Chiavica Roggia Rio Roggiolo

Φ = angolo d'attrito del terreno = 22°
 γ = peso specifico del terreno = 18.0 kN/m^3
 c = coesione = 10 kN/m^2
 δ = angolo d'attrito terra – calcestruzzo = 14.67°
 E = modulo elastico = 3000 kN/m^2
Altezza falda da piano di posa = 0.0 m

- Chiavica Roggia Bedo Est

Φ = angolo d'attrito del terreno = 20°
 γ = peso specifico del terreno = 18.0 kN/m^3
 c = coesione = 10 kN/m^2
 δ = angolo d'attrito terra – calcestruzzo = 13.33°
 E = modulo elastico = 3000 kN/m^2
Altezza falda da piano di posa = 0.0 m

- Chiavica fosso irriguo

Φ = angolo d'attrito del terreno = 22°
 γ = peso specifico del terreno = 18.0 kN/m^3
 c = coesione = 10 kN/m^2
 δ = angolo d'attrito terra – calcestruzzo = 14.67°
 E = modulo elastico = 3000 kN/m^2
Altezza falda da piano di posa = 1.50 m

- Stazione di sollevamento Rio Roggiolo

Φ = angolo d'attrito del terreno = 22°
 γ = peso specifico del terreno = 18.0 kN/m^3
 c = coesione = 10 kN/m^2
 δ = angolo d'attrito terra – calcestruzzo = 14.67°
 E = modulo elastico = 3000 kN/m^2
Altezza falda da piano di posa = 0.0 m

- Attraversamento sovrappasso sp. 55

Φ = angolo d'attrito del terreno = 24°
 γ = peso specifico del terreno = 18.0 kN/m^3
 c = coesione = 10 kN/m^2

δ = angolo d'attrito terra – calcestruzzo = 16.0°

E = modulo elastico = 10000 kN/m^2

Altezza falda da piano di posa = 2.50 m

Per quanto riguarda il terreno costituente il rilevato arginale si è adottato un terreno dotato dei seguenti parametri geotecnici:

Φ = angolo d'attrito del terreno = 20°

γ = peso specifico del terreno = 22.0 kN/m^3

c = coesione = 10 kN/m^2

δ = angolo d'attrito terra – calcestruzzo = 13.33°

7. PARAMETRI SISMICI

L'azione dell'azione sismica di progetto viene effettuata in funzione della "pericolosità sismica di base" del sito mediante opportune formule spettrali variabili in relazione alla probabilità di superamento, nel periodo di riferimento adottato e, pertanto, in relazione al particolare stato limite considerato (SLV = Stato limite di Salvaguardia della Vita e SLD = Stato Limite di Danno).

I valori base dei parametri utili che consentono di definire le suddette azioni sismiche, per sito di riferimento rigido orizzontale sono quelli della "Accelerazione orizzontale massima al sito" (a_g), del "Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione" (F_o) e del "Periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione" (T_c) che, come detto, sono variabili a seconda dello stato limite considerato.

Tali valori sono definiti interpolando tra i valori forniti per i vertici del reticolo di riferimento più prossimi al sito. I valori di accelerazione sismica, come indicato all'interno del D.G.R. X/2129 – B.U.R.L. del 16/07/2014, non sono stati modificati con la nuova zonizzazione sismica.

Il Comune di San Cipriano Po (PV) è in zona sismica di 3° tipo, collocato secondo i seguenti valori di posizionamento ed accelerazione al suolo:

Latitudine : $45^\circ.1100$

Longitudine : $9^\circ.2840$

P_r = periodo di ritorno = 475 anni

a_g = accelerazione massima del sito = 0.087 g

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale = 2.447

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale = 0.276

Ai fini della definizione sismica di progetto, il terreno interessato dall'intervento può essere classificato di categoria "C"

C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
----------	---

Superficie topografica di categoria T1 con un S_T = coefficiente di amplificazione topografica = 1.0.

8. METODO DI CALCOLO PER CHIAVICHE, STAZIONE DI SOLLEVAMENTO E CANALE SOVRAPPASSO

Le analisi e le verifiche delle chiaviche, della stazione di sollevamento e del canale interrato sotto attraversamento SP. 55 sono state eseguite con il programma agli elementi finiti della AZTEC SOFTWARE srl "SCAT 11.0.

I manufatti in oggetto sono modellati come un telaio di tipo chiuso (chiavica) ed un telaio di tipo aperto (stazione di sollevamento) composto da elementi di larghezza unitaria.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene schematizzato come una serie di elementi molle proporzionali alla costante di Winkler del terreno ed all'area di influenza della molla stessa.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare.

L'interazione con il terreno di fondazione è stata modellata secondo lo schema classico di trave su suolo elastico alla Winkler.

L'analisi è condotta sia in condizioni statiche che sismiche considerando una serie di combinazioni di carico generate automaticamente.

Calcolo del carico sulla calotta (in caso di presenza di soletta di copertura)

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna se sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 35.00°.

Spinta sui piedritti

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \Phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove Φ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \Phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di naturale declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

L'utilizzo del coefficiente di spinta attiva K_a tende talvolta a sottostimare la spinta del terreno. Infatti il valore di K_a rappresenta il limite inferiore per quanto riguarda la spinta del terreno, mentre il limite superiore è rappresentato dal coefficiente di spinta a riposo K_0

Inoltre la teoria di Coulomb risulta quella generalmente accettata ed utilizzata dai principali software ad elementi finiti, in quanto più raffinata e tende a non sovrastimare il valore della spinta delle terre, come ad esempio la teoria di Rankine.

Spinta in presenza di sisma – Metodo di Mononobe-Okabe

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente. Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a $1/2$ dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma.

Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\tan(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$$

$$\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left(\frac{K_p}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Meyerof

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \phi)$$

Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfilco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p .

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

Per quanto riguarda inoltre la vasca posta a sbalzo dalla stazione di sollevamento, le analisi e le verifiche sono state eseguite con i classici metodi della scienza e della tecnica delle costruzioni.



ALLEGATO 1 - Analisi e verifiche chiavica in c.a. –
Roggia Bedo Est

Si riportano di seguito le analisi e le verifiche della sezione della chiavica maggiormente sollecitata, con un ricoprimento di terreno di 5.47 m e soggetta ad un carico uniformemente distribuito di 10.0 kN/m² a simulare il transito di mezzi di servizio al di sopra dell'argine, e ad una pressione idrostatica massima di 25 kPa alla base delle pareti ed in fondazione.

Geometria scatolare

Descrizione: Scatolare semplice

Altezza esterna	3,40	[m]
Larghezza esterna	3,30	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,50	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,50	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,40	[m]
Spessore piedritto destro	0,40	[m]
Spessore fondazione	0,50	[m]
Spessore traverso	0,40	[m]

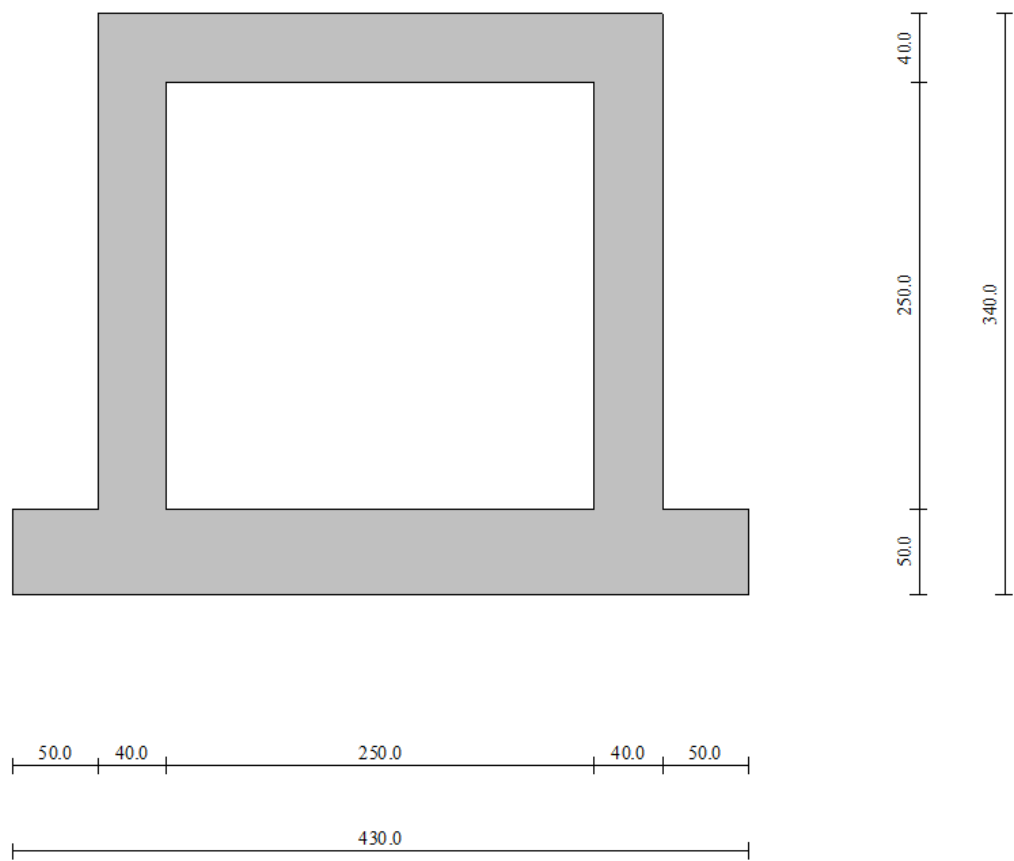


Fig. 1: Geometria sezione chiavica

Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa) 0,00 [m]

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (esprese in m) positive verso destra

Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in kN

Coppie concentrate espressi in kNm

Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati

Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati

F_y componente Y del carico concentrato

F_x componente X del carico concentrato

M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale

V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale

D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi

D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n° 7 (Condizione 1)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0,90$	$X_f = 3,40$	$V_{ni} = 25,00$	$V_{nf} = 25,00$	$V_{ti} = 0,00$	$V_{tf} = 0,00$
Distr	Pied_S	$Y_i = 0,50$	$Y_f = 3,00$	$V_{ni} = -25,00$	$V_{nf} = 0,00$	$V_{ti} = 0,00$	$V_{tf} = 0,00$
Distr	Pied_D	$Y_i = 0,50$	$Y_f = 3,00$	$V_{ni} = 25,00$	$V_{nf} = 0,00$	$V_{ti} = 0,00$	$V_{tf} = 0,00$

Condizione di carico n° 8 (Condizione 2)

Distr	Terreno	$X_i = -3,10$	$X_f = 7,20$	$V_{ni} = 10,00$	$V_{nf} = 10,00$
-------	---------	---------------	--------------	------------------	------------------

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}(\theta) + \operatorname{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \operatorname{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

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

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) $0.60 f_{ck}$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) $0.45 f_{ck}$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) $0.80 f_{yk}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0,20$ $w_2=0,30$ $w_3=0,40$

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

- γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione
 C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

- γ_{G1sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
 γ_{G1fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
 γ_{G2sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
 γ_{G2fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
 γ_Q Coefficiente parziale sulle azioni variabili
 $\gamma_{\tan\phi'}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
 $\gamma_{c'}$ Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
 γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
 γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15
Termici	Favorevole	$\gamma_{\varepsilon fav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\varepsilon sfav}$	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Condizione 2	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
-----------------	-------------	------	------	------

Combinazione n° 9 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

σ pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

Pressione geostatica

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **angolo di attrito**

Metodo di calcolo della portanza

Terzaghi

Spinta sui piedritti

a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]
a Riposo [combinazione 5]
a Riposo [combinazione 6]
a Riposo [combinazione 7]
a Riposo [combinazione 8]
a Riposo [combinazione 9]
a Riposo [combinazione 10]
a Riposo [combinazione 11]
a Riposo [combinazione 12]
a Riposo [combinazione 13]

Spinta sismica

Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico

22,00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,625	0,000
2	0,625	0,000
3	0,625	0,465
4	0,625	0,460
5	0,625	0,465
6	0,625	0,460
7	0,625	0,465
8	0,625	0,460
9	0,625	0,465
10	0,625	0,460
11	0,625	0,000
12	0,625	0,000
13	0,625	0,000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	50
Numero elementi traverso	18
Numero elementi piedritto sinistro	33
Numero elementi piedritto destro	33
Numero molle fondazione	51
Numero molle piedritto sinistro	34
Numero molle piedritto destro	34

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 143,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-15,32	19,42	143,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 73,6149 [kPa]	Pressione inf. 128,8997 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 73,6149 [kPa]	Pressione inf. 128,8997 [kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 143,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-15,32	-5,32	143,0000
-5,32	9,42	152,4308
9,42	19,42	143,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 79,5128 [kPa] Pressione inf. 134,7976 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 79,5128 [kPa] Pressione inf. 134,7976 [kPa]

Falda

Spinta 0,00[kN]
Sottospinta 0,00[kPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 110,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-15,32	19,42	110,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 52,9769 [kPa] Pressione inf. 95,5037 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 52,9769 [kPa] Pressione inf. 95,5037 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. -0,6661 [kPa] Pressione inf. -0,6661 [kPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 110,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-15,32	19,42	110,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 52,9769 [kPa]	Pressione inf. 95,5037 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 52,9769 [kPa]	Pressione inf. 95,5037 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. -1,3252 [kPa]	Pressione inf. -1,3252 [kPa]
--------------------	------------------------------	------------------------------

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 110,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-15,32	-5,32	110,0000
-5,32	9,42	116,9858
9,42	19,42	110,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 57,3458 [kPa]	Pressione inf. 99,8725 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 57,3458 [kPa]	Pressione inf. 99,8725 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. -0,5949 [kPa]	Pressione inf. -0,5949 [kPa]
--------------------	------------------------------	------------------------------

Falda

Spinta	0,00[kN]
Sottospinta	0,00[kPa]

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 110,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-15,32	-5,32	110,0000
-5,32	9,42	116,9858
9,42	19,42	110,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 57,3458 [kPa] Pressione inf. 99,8725 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 57,3458 [kPa] Pressione inf. 99,8725 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. -1,2896 [kPa] Pressione inf. -1,2896 [kPa]

Falda

Spinta 0,00[kN]
Sottospinta 0,00[kPa]

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 110,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-15,32	19,42	110,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 52,9769 [kPa] Pressione inf. 95,5037 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 52,9769 [kPa] Pressione inf. 95,5037 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. -0,6661 [kPa] Pressione inf. -0,6661 [kPa]

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 110,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-15,32	19,42	110,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 52,9769 [kPa]	Pressione inf. 95,5037 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 52,9769 [kPa]	Pressione inf. 95,5037 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. -1,3252 [kPa]	Pressione inf. -1,3252 [kPa]
------------------	------------------------------	------------------------------

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 110,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-15,32	-5,32	110,0000
-5,32	9,42	116,9858
9,42	19,42	110,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 57,3458 [kPa]	Pressione inf. 99,8725 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 57,3458 [kPa]	Pressione inf. 99,8725 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. -0,5949 [kPa]	Pressione inf. -0,5949 [kPa]
------------------	------------------------------	------------------------------

Falda

Spinta	0,00[kN]
Sottospinta	0,00[kPa]

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 110,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-15,32	-5,32	110,0000
-5,32	9,42	116,9858
9,42	19,42	110,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 57,3458 [kPa] Pressione inf. 99,8725 [kPa]
 Piedritto destro Pressione sup. 57,3458 [kPa] Pressione inf. 99,8725 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. -1,2896 [kPa] Pressione inf. -1,2896 [kPa]

Falda

Spinta 0,00[kN]
 Sottospinta 0,00[kPa]

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 110,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-15,32	-5,32	110,0000
-5,32	9,42	116,9858
9,42	19,42	110,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 57,3458 [kPa] Pressione inf. 99,8725 [kPa]
 Piedritto destro Pressione sup. 57,3458 [kPa] Pressione inf. 99,8725 [kPa]

Falda

Spinta 0,00[kN]
 Sottospinta 0,00[kPa]

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno) 110,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-15,32	-5,32	110,0000
-5,32	9,42	116,9858
9,42	19,42	110,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 57,3458 [kPa] Pressione inf. 99,8725 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 57,3458 [kPa] Pressione inf. 99,8725 [kPa]

Falda

Spinta 0,00[kN]
Sottospinta 0,00[kPa]

Analisi della combinazione n° 13

Pressione in calotta(solo peso terreno) 110,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-15,32	-5,32	110,0000
-5,32	9,42	116,9858
9,42	19,42	110,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 57,3458 [kPa] Pressione inf. 99,8725 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 57,3458 [kPa] Pressione inf. 99,8725 [kPa]

Falda

Spinta 0,00[kN]
Sottospinta 0,00[kPa]

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,00	0,00	0,00	6,18	9,38	-1,27	1,08
1,09	-1,88	4,85	-171,33	-125,47	100,37	160,94
2,15	73,71	93,96	5,88	10,35	100,51	160,94
3,21	-1,88	4,85	141,49	189,51	100,37	160,94
4,30	0,00	0,00	-9,38	-6,18	-1,27	1,08

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,70	-91,73	-67,31	173,25	239,51	97,07	136,44
1,44	27,18	39,78	85,14	117,99	97,15	136,44
2,15	57,97	81,91	-0,39	0,39	97,22	136,44
2,86	27,18	39,78	-117,99	-85,14	97,15	136,44
3,60	-91,73	-67,31	-239,51	-173,25	97,07	136,44

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,25	-91,69	-58,51	99,18	161,07	202,01	277,12
1,73	6,20	18,80	-5,38	-3,79	187,63	258,31
3,20	-91,73	-67,31	-136,44	-97,07	173,25	239,51

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,25	-91,69	-58,51	-161,07	-99,18	202,01	277,12
1,73	6,20	18,80	3,79	5,38	187,63	258,31
3,20	-91,73	-67,31	97,07	136,44	173,25	239,51

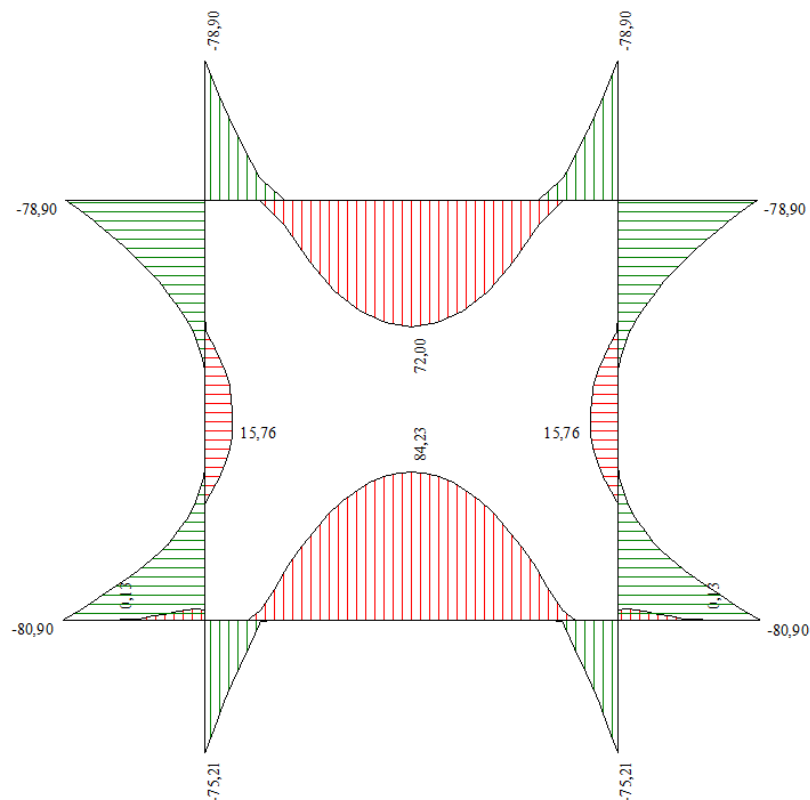


Fig. 2: Inviluppo sollecitazioni di momento flettente [kNm/m]

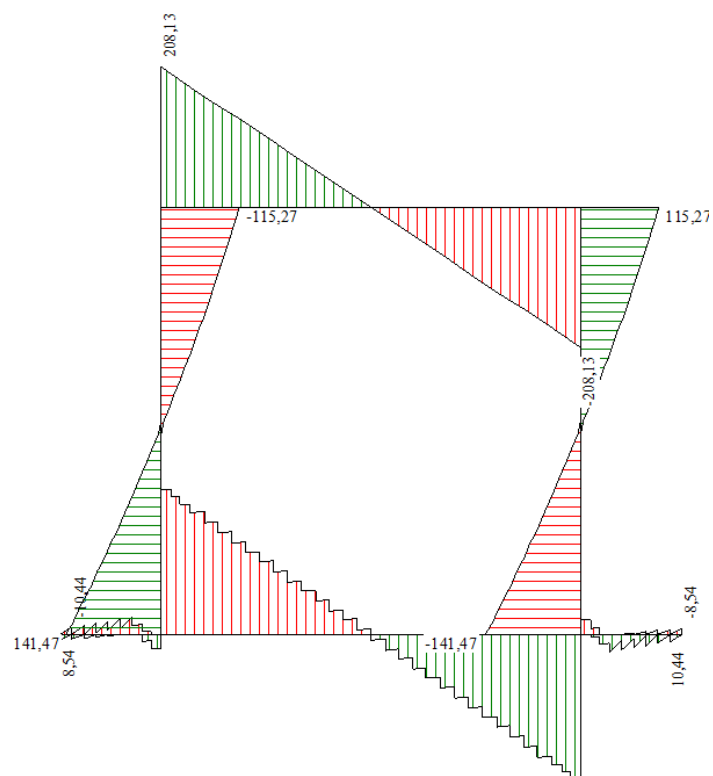


Fig. 3: Inviluppo sollecitazioni di taglio [kN/m]

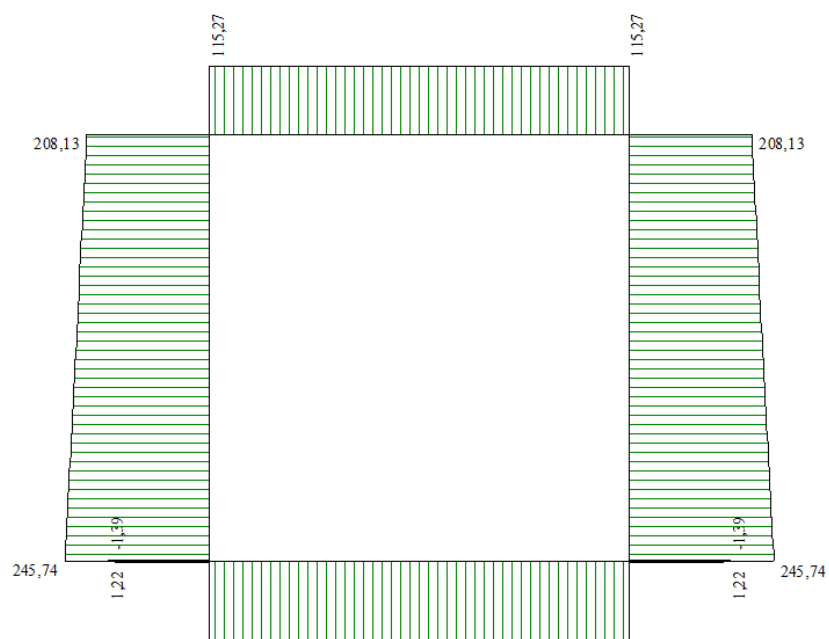


Fig. 4: Involuppo sollecitazioni di sforzo normale [kN/m]

Involuppo pressioni terreno

Involuppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [kPa]	σ_{tmax} [kPa]
0,00	148	225
1,09	145	219
2,15	142	215
3,21	145	219
4,30	148	225

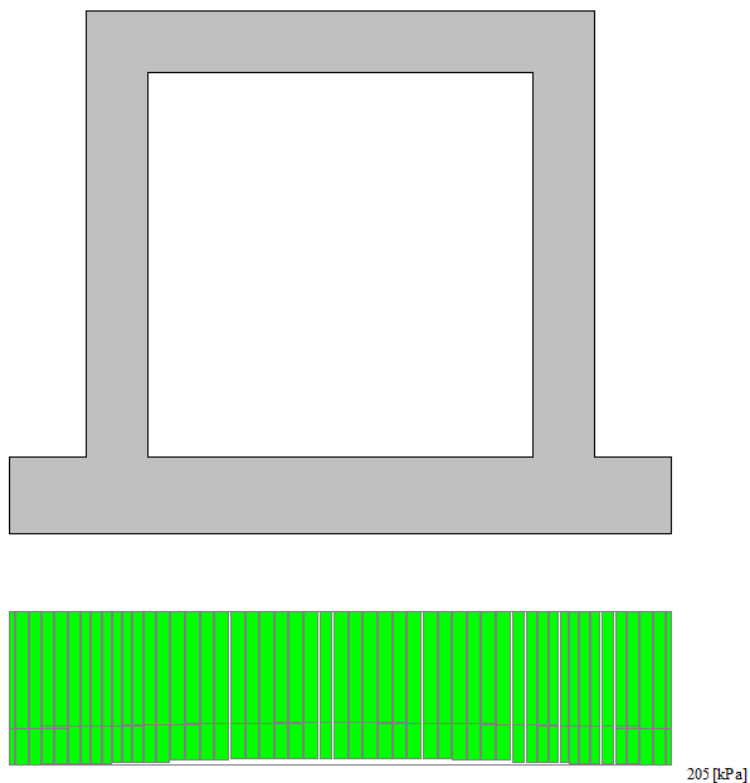


Fig. 4: Involuppo pressioni sul terreno di fondazione [kPa]

Involuppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Involuppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$
 Altezza sezione $H = 50,00 \text{ cm}$

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0,00	14,67	10,05	57,99
1,09	10,05	10,05	4,09
2,15	10,05	10,05	2,70
3,21	10,05	10,05	3,39
4,30	14,67	10,05	64,27

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,00	176,16	0,00	0,00	0,00
1,09	198,87	0,00	0,00	4,62
2,15	198,87	0,00	0,00	0,00
3,21	198,87	0,00	0,00	4,62
4,30	176,16	0,00	0,00	0,00

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 40,00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0,70	10,05	13,45	2,61
1,44	13,45	10,05	3,18
2,15	10,05	10,05	2,30
2,86	13,45	10,05	3,18
3,60	10,05	13,45	2,61

X	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0,70	168,19	0,00	1184,72	0,00
1,44	168,19	0,00	0,00	0,00
2,15	168,19	0,00	0,00	0,00
2,86	168,19	0,00	0,00	0,00
3,60	168,19	0,00	1184,72	0,00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 40,00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0,25	10,05	10,05	2,84
1,73	7,70	7,70	16,11
3,20	7,70	7,70	1,96

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0,25	185,81	0,00	0,00	0,00
1,73	183,20	0,00	0,00	0,00
3,20	180,59	0,00	0,00	0,00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 40,00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0,25	7,70	7,70	2,22
1,73	7,70	7,70	16,11
3,20	7,70	7,70	1,96

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,25	185,81	0,00	0,00	0,00
1,73	183,20	0,00	0,00	0,00
3,20	180,59	0,00	0,00	0,00

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 50,00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,00	14,67	10,05	0	28	41
1,09	10,05	10,05	269	3891	1853
2,15	10,05	10,05	3011	34448	122780
3,21	10,05	10,05	269	3891	1853
4,30	14,67	10,05	0	28	41

X	τ_c	A_{sw}
0,00	18	0,00
1,09	-316	4,62
2,15	20	0,00
3,21	356	4,62
4,30	-18	0,00

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 40,00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,70	10,05	13,45	3716	41483	120102
1,44	13,45	10,05	1710	37656	20513
2,15	10,05	10,05	3757	140588	40384
2,86	13,45	10,05	1710	37656	20513
3,60	10,05	13,45	3716	41483	120102

X	τ_c	A_{sw}
0,70	585	0,00
1,44	288	0,00
2,15	0	0,00
2,86	-288	0,00
3,60	-585	0,00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 40,00$ cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,25	10,05	10,05	3542	42039	83608
1,73	7,70	7,70	695	4141	9921
3,20	7,70	7,70	4612	51031	154723

Y	τ_c	A_{sw}
0,25	323	0,00
1,73	-14	0,00
3,20	-312	0,00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 40,00$ cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,25	7,70	7,70	3920	45456	105714
1,73	7,70	7,70	695	4141	9921
3,20	7,70	7,70	4612	51031	154723

Y	τ_c	A_{sw}
0,25	-323	0,00
1,73	14	0,00
3,20	312	0,00

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

IC Indice della combinazione

N_c, N_q, N_g Fattori di capacità portante

N_c, N_q, N_g Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.

q_u Portanza ultima del terreno, espressa in [kPa]

Q_U Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m

Q_Y Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m

FS Fattore di sicurezza a carico limite

IC	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ	q_u	Q_U	Q_Y	FS
1	17,69	7,44	3,42	17,69	7,44	3,42	1633	7024,00	813,81	8,63
2	17,69	7,44	3,42	17,69	7,44	3,42	1561	6713,61	944,34	7,11
3	17,69	7,44	3,42	17,69	7,44	3,42	1632	7018,25	626,79	11,20
4	17,69	7,44	3,42	17,69	7,44	3,42	1628	7000,71	625,23	11,20
5	17,69	7,44	3,42	17,69	7,44	3,42	1561	6710,38	716,53	9,37
6	17,69	7,44	3,42	17,69	7,44	3,42	1557	6694,93	714,98	9,36
7	17,69	7,44	3,42	17,69	7,44	3,42	1632	7018,25	626,79	11,20
8	17,69	7,44	3,42	17,69	7,44	3,42	1628	7000,71	625,23	11,20
9	17,69	7,44	3,42	17,69	7,44	3,42	1561	6710,38	716,53	9,37
10	17,69	7,44	3,42	17,69	7,44	3,42	1557	6694,93	714,98	9,36

ALLEGATO 2 - Analisi e verifiche manufatto di
sollevamento

Si riportano di seguito le analisi e le verifiche della sezione del manufatto di sollevamento maggiormente sollecitata, con un sovraccarico sul terreno a tergo dovuto alla presenza di una cabina elettrica in progetto, schematizzato con un carico uniformemente distribuito di 23 kN/m^2 .

Geometria scatolare

Descrizione:

Scatolare tipo vasca

Altezza esterna	7,40	[m]
Larghezza esterna	7,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	1,20	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,50	[m]
Spessore piedritto destro	0,50	[m]
Spessore fondazione	0,60	[m]

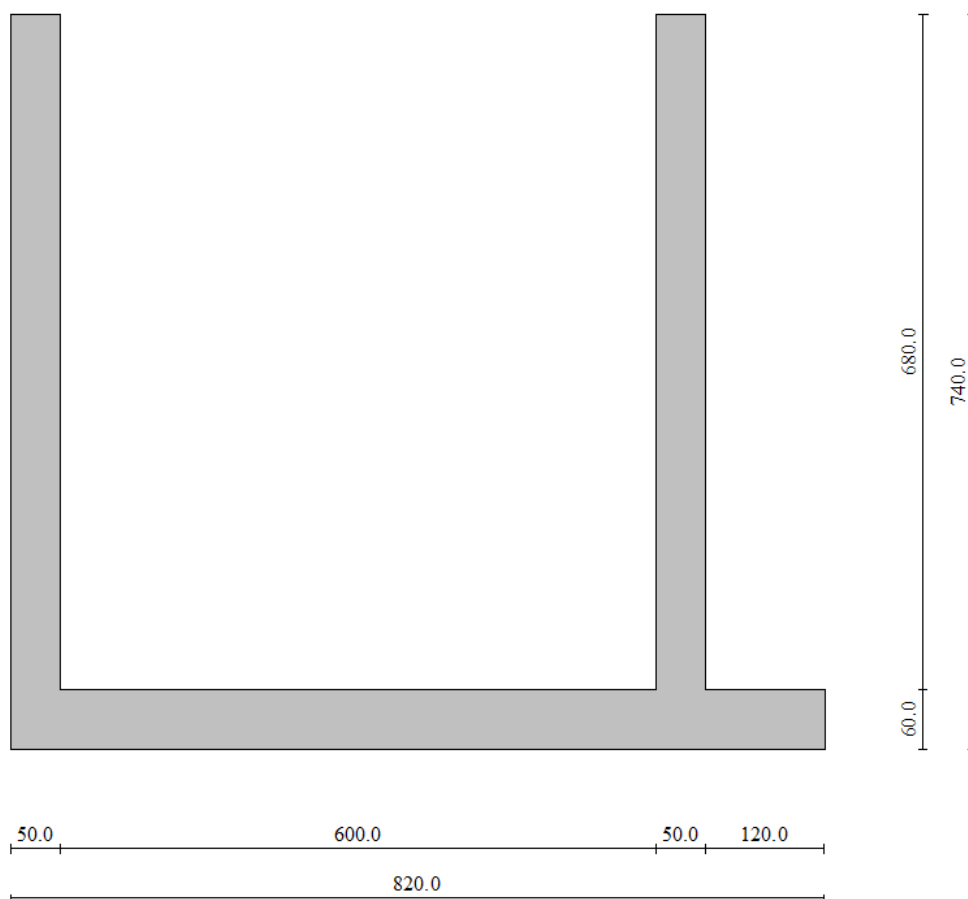


Fig. 1: Geometria sezione stazione di sollevamento

Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	0,00	[m]
---	------	-----

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (esprese in m) positive verso destra

Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in kN

Coppie concentrate espressi in kNm

Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati

Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati

F_y componente Y del carico concentrato

F_x componente X del carico concentrato

M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale

V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale

D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi

D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n° 7 (Condizione 1)

Distr	Terreno	$X_i = 8,00$	$X_f = 14,00$	$V_{ni} = 23,0$	$V_{nf} = 23,0$
-------	---------	--------------	---------------	-----------------	-----------------

Condizione di carico n° 8 (Condizione 2)

Distr	Pied_S	$Y_i = 0,50$	$Y_f = 3,00$	$V_{ni} = -25,00$	$V_{nf} = 0,00$	$V_{ti} = 0,00$	$V_{tf} = 0,00$
Distr	Pied_D	$Y_i = 0,50$	$Y_f = 3,00$	$V_{ni} = 25,00$	$V_{nf} = 0,00$	$V_{ti} = 0,00$	$V_{tf} = 0,00$
Distr	Fondaz.	$X_i = 0,50$	$X_f = 6,50$	$V_{ni} = 25,00$	$V_{nf} = 25,00$	$V_{ti} = 0,00$	$V_{tf} = 0,00$

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot (\operatorname{ctg}(\theta) + \operatorname{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \operatorname{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di f_{cd} e σ_{cp}

$$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$$

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

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)	$0.60 f_{ck}$
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)	$0.45 f_{ck}$
Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)	$0.80 f_{yk}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0,20$ $w_2=0,30$ $w_3=0,40$

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00

Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15
Termici	Favorevole	$\gamma_{\varepsilon fav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\varepsilon sfav}$	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume		γ_{γ}	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00
Termici	Favorevole	$\gamma_{\varepsilon fav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\varepsilon sfav}$	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume		γ_{γ}	1,00	1,00

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Condizione 2	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (esprese in m) positive verso destra

Y ordinate (esprese in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

σ_t pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

Pressione geostatica

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **angolo di attrito**

Metodo di calcolo della portanza

Terzaghi

Spinta sui piedritti

Attiva	[combinazione 1]
Attiva	[combinazione 2]
Attiva	[combinazione 3]
Attiva	[combinazione 4]
Attiva	[combinazione 5]
Attiva	[combinazione 6]
Attiva	[combinazione 7]
Attiva	[combinazione 8]
Attiva	[combinazione 9]
Attiva	[combinazione 10]
Attiva	[combinazione 11]
Attiva	[combinazione 12]
Attiva	[combinazione 13]

Spinta sismica

Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico

36,00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,235	0,000
2	0,235	0,000
3	0,235	0,251
4	0,235	0,245
5	0,235	0,251

6	0,235	0,245
7	0,235	0,251
8	0,235	0,245
9	0,235	0,251
10	0,235	0,245
11	0,235	0,000
12	0,235	0,000
13	0,235	0,000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	83
Numero elementi piedritto sinistro	74
Numero elementi piedritto destro	74
Numero molle piedritto sinistro	75
Numero molle piedritto destro	75

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-13,46	8,00	0,0000
8,00	14,00	34,6050
14,00	24,00	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 5,2825 [kPa]	Pressione inf. 44,5040 [kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-13,46	8,00	0,0000
8,00	14,00	34,6050
14,00	24,00	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 5,2825 [kPa]	Pressione inf. 44,5040 [kPa]

Falda

Spinta	0,00[kN]
Sottospinta	0,00[kPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-13,46	8,00	0,0000
8,00	14,00	23,0700
14,00	24,00	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 3,5216 [kPa]	Pressione inf. 33,6920 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Terreno assente

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-13,46	8,00	0,0000
8,00	14,00	23,0700
14,00	24,00	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 3,5216 [kPa]	Pressione inf. 33,6920 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Terreno assente

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,46	8,00	0,0000
8,00	14,00	23,0700
14,00	24,00	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 3,5216 [kPa]	Pressione inf. 33,6920 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Terreno assente

Falda

Spinta	0,00[kN]
Sottospinta	0,00[kPa]

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,46	8,00	0,0000
8,00	14,00	23,0700
14,00	24,00	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 3,5216 [kPa]	Pressione inf. 33,6920 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Terreno assente

Falda

Spinta	0,00[kN]
Sottospinta	0,00[kPa]

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,46	8,00	0,0000
8,00	14,00	23,0700
14,00	24,00	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 3,5216 [kPa]	Pressione inf. 33,6920 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Terreno assente
Piedritto destro	Pressione sup. 1,2740 [kPa] Pressione inf. 1,2740 [kPa]

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,46	8,00	0,0000
8,00	14,00	23,0700
14,00	24,00	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 3,5216 [kPa]	Pressione inf. 33,6920 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Terreno assente

Piedritto destro Pressione sup. 0,8288 [kPa] Pressione inf. 0,8288 [kPa]

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,46	8,00	0,0000
8,00	14,00	23,0700
14,00	24,00	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 3,5216 [kPa] Pressione inf. 33,6920 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Terreno assente

Piedritto destro Pressione sup. 1,2740 [kPa] Pressione inf. 1,2740 [kPa]

Falda

Spinta 0,00[kN]

Sottospinta 0,00[kPa]

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,46	8,00	0,0000
8,00	14,00	23,0700
14,00	24,00	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 3,5216 [kPa] Pressione inf. 33,6920 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Terreno assente

Piedritto destro Pressione sup. 0,8288 [kPa] Pressione inf. 0,8288 [kPa]

Falda

Spinta 0,00[kN]

Sottospinta 0,00[kPa]

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,46	8,00	0,0000
8,00	14,00	23,0700
14,00	24,00	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 3,5216 [kPa] Pressione inf. 33,6920 [kPa]

Falda

Spinta 0,00[kN]

Sottospinta 0,00[kPa]

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,46	8,00	0,0000
8,00	14,00	23,0700
14,00	24,00	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 3,5216 [kPa]	Pressione inf. 33,6920 [kPa]

Falda

Spinta	0,00[kN]
Sottospinta	0,00[kPa]

Analisi della combinazione n° 13

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-13,46	8,00	0,0000
8,00	14,00	23,0700
14,00	24,00	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 3,5216 [kPa]	Pressione inf. 33,6920 [kPa]

Falda

Spinta	0,00[kN]
Sottospinta	0,00[kPa]

Verifica scorrimento

Combinazione n° 1

Risultante dei carichi in direzione X	-171,0997	[kN]
Risultante dei carichi in direzione Y	586,7951	[kN]
Resistenza per adesione	0,0000	[kN]
Resistenza per attrito	213,5759	[kN]
Coefficiente di sicurezza	1,25	

Combinazione n° 2

Risultante dei carichi in direzione X	-171,0997	[kN]
Risultante dei carichi in direzione Y	811,7951	[kN]
Resistenza per adesione	0,0000	[kN]

Resistenza per attrito	295,4692	[kN]
Coefficiente di sicurezza	1,73	

Combinazione n° 3

Risultante dei carichi in direzione X	-120,7949	[kN]
Risultante dei carichi in direzione Y	454,1577	[kN]
Resistenza per adesione	0,0000	[kN]
Resistenza per attrito	165,2999	[kN]
Coefficiente di sicurezza	1,37	

Combinazione n° 4

Risultante dei carichi in direzione X	-120,7949	[kN]
Risultante dei carichi in direzione Y	447,1842	[kN]
Resistenza per adesione	0,0000	[kN]
Resistenza per attrito	162,7617	[kN]
Coefficiente di sicurezza	1,35	

Combinazione n° 5

Risultante dei carichi in direzione X	-120,7949	[kN]
Risultante dei carichi in direzione Y	604,1577	[kN]
Resistenza per adesione	0,0000	[kN]
Resistenza per attrito	219,8954	[kN]
Coefficiente di sicurezza	1,82	

Combinazione n° 6

Risultante dei carichi in direzione X	-120,7949	[kN]
Risultante dei carichi in direzione Y	597,1842	[kN]
Resistenza per adesione	0,0000	[kN]
Resistenza per attrito	217,3573	[kN]
Coefficiente di sicurezza	1,80	

Combinazione n° 7

Risultante dei carichi in direzione X	-143,7871	[kN]
Risultante dei carichi in direzione Y	454,1577	[kN]
Resistenza per adesione	0,0000	[kN]
Resistenza per attrito	165,2999	[kN]
Coefficiente di sicurezza	1,15	

Combinazione n° 8

Risultante dei carichi in direzione X	-140,6262	[kN]
---------------------------------------	-----------	------

Risultante dei carichi in direzione Y	447,1842	[kN]
Resistenza per adesione	0,0000	[kN]
Resistenza per attrito	162,7617	[kN]
Coefficiente di sicurezza	1,16	

Combinazione n° 9

Risultante dei carichi in direzione X	-143,7871	[kN]
Risultante dei carichi in direzione Y	604,1577	[kN]
Resistenza per adesione	0,0000	[kN]
Resistenza per attrito	219,8954	[kN]
Coefficiente di sicurezza	1,53	

Combinazione n° 10

Risultante dei carichi in direzione X	-140,6262	[kN]
Risultante dei carichi in direzione Y	597,1842	[kN]
Resistenza per adesione	0,0000	[kN]
Resistenza per attrito	217,3573	[kN]
Coefficiente di sicurezza	1,55	

Combinazione n° 11

Risultante dei carichi in direzione X	-127,7684	[kN]
Risultante dei carichi in direzione Y	600,6710	[kN]
Resistenza per adesione	0,0000	[kN]
Resistenza per attrito	218,6264	[kN]
Coefficiente di sicurezza	1,71	

Combinazione n° 12

Risultante dei carichi in direzione X	-127,7684	[kN]
Risultante dei carichi in direzione Y	600,6710	[kN]
Resistenza per adesione	0,0000	[kN]
Resistenza per attrito	218,6264	[kN]
Coefficiente di sicurezza	1,71	

Combinazione n° 13

Risultante dei carichi in direzione X	-127,7684	[kN]
Risultante dei carichi in direzione Y	600,6710	[kN]
Resistenza per adesione	0,0000	[kN]
Resistenza per attrito	218,6264	[kN]
Coefficiente di sicurezza	1,71	

Verifica ribaltamento

Combinazione n° 1

Momento stabilizzante (estremo sinistro)	3022,4264	[kNm]
Momento ribaltante (estremo sinistro)	500,9074	[kNm]
Coefficiente di sicurezza	6,03	

Combinazione n° 2

Momento stabilizzante (estremo sinistro)	3809,9855	[kNm]
Momento ribaltante (estremo sinistro)	500,9665	[kNm]
Coefficiente di sicurezza	7,61	

Combinazione n° 3

Momento stabilizzante (estremo sinistro)	2341,2714	[kNm]
Momento ribaltante (estremo sinistro)	362,4620	[kNm]
Coefficiente di sicurezza	6,46	

Combinazione n° 4

Momento stabilizzante (estremo sinistro)	2314,8319	[kNm]
Momento ribaltante (estremo sinistro)	362,4616	[kNm]
Coefficiente di sicurezza	6,39	

Combinazione n° 5

Momento stabilizzante (estremo sinistro)	2864,9913	[kNm]
Momento ribaltante (estremo sinistro)	361,1819	[kNm]
Coefficiente di sicurezza	7,93	

Combinazione n° 6

Momento stabilizzante (estremo sinistro)	2838,5518	[kNm]
Momento ribaltante (estremo sinistro)	361,1815	[kNm]
Coefficiente di sicurezza	7,86	

Combinazione n° 7

Momento stabilizzante (estremo sinistro)	2332,4114	[kNm]
Momento ribaltante (estremo sinistro)	422,2254	[kNm]
Coefficiente di sicurezza	5,52	

Combinazione n° 8

Momento stabilizzante (estremo sinistro)	2305,9716	[kNm]
Momento ribaltante (estremo sinistro)	410,0551	[kNm]
Coefficiente di sicurezza	5,62	

Combinazione n° 9

Momento stabilizzante (estremo sinistro)	2857,4477	[kNm]
Momento ribaltante (estremo sinistro)	422,2617	[kNm]
Coefficiente di sicurezza	6,77	

Combinazione n° 10

Momento stabilizzante (estremo sinistro)	2831,0080	[kNm]
Momento ribaltante (estremo sinistro)	410,0916	[kNm]
Coefficiente di sicurezza	6,90	

Combinazione n° 11

Momento stabilizzante (estremo sinistro)	2844,2271	[kNm]
Momento ribaltante (estremo sinistro)	370,5371	[kNm]
Coefficiente di sicurezza	7,68	

Combinazione n° 12

Momento stabilizzante (estremo sinistro)	2844,2271	[kNm]
Momento ribaltante (estremo sinistro)	370,5371	[kNm]
Coefficiente di sicurezza	7,68	

Combinazione n° 13

Momento stabilizzante (estremo sinistro)	2844,2271	[kNm]
Momento ribaltante (estremo sinistro)	370,5371	[kNm]
Coefficiente di sicurezza	7,68	

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,25	-7,40	48,47	-109,52	-81,77	31,18	85,36
2,24	81,57	131,93	-7,65	11,85	31,88	85,36
4,18	35,47	53,31	53,87	81,14	32,56	85,36
6,21	-213,41	-139,54	133,26	201,36	32,58	85,36
8,20	0,00	0,00	-4,46	-2,54	-85,74	-60,45

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,30	-7,40	48,47	-46,88	2,09	85,99	113,15
3,85	-1,85	1,85	-1,04	1,04	43,00	56,57
7,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,30	-449,36	-292,29	-171,10	-94,43	85,99	113,15
3,85	-72,83	-50,76	-52,15	-37,15	43,00	56,57
7,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

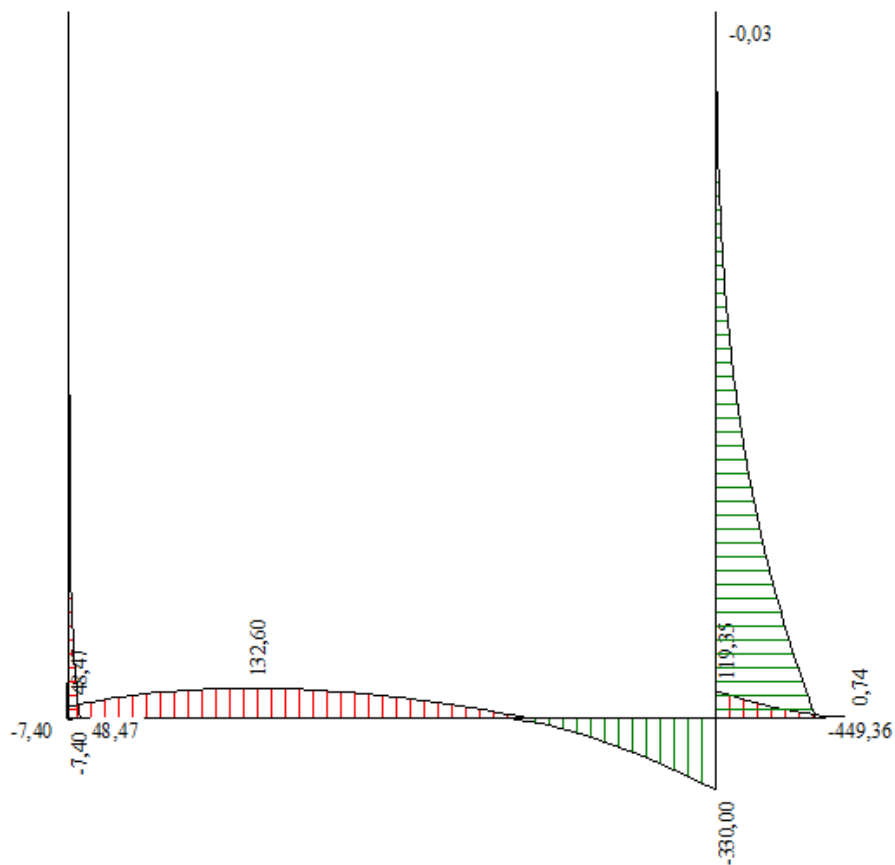


Fig. 2: Inviluppo sollecitazioni di momento flettente [kNm/m]

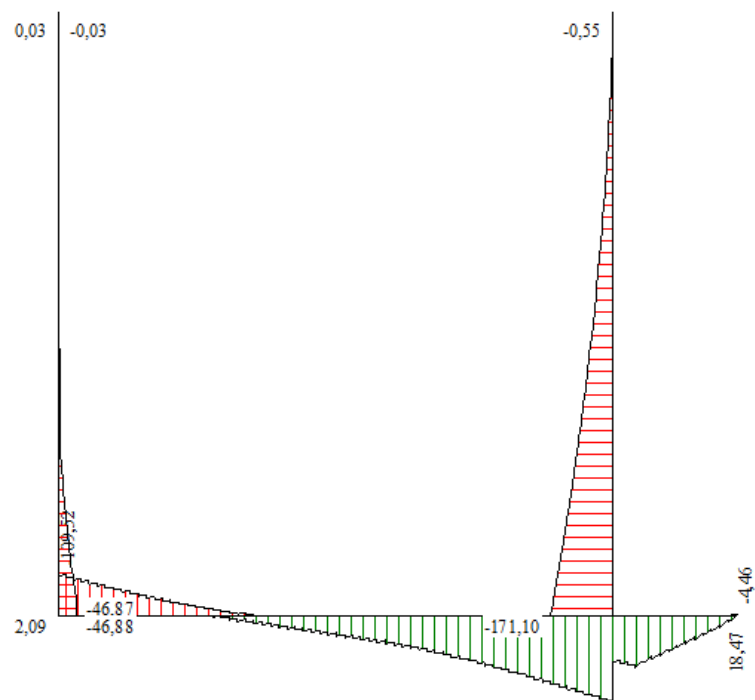


Fig. 3: Involuppo sollecitazioni di taglio [kN/m]

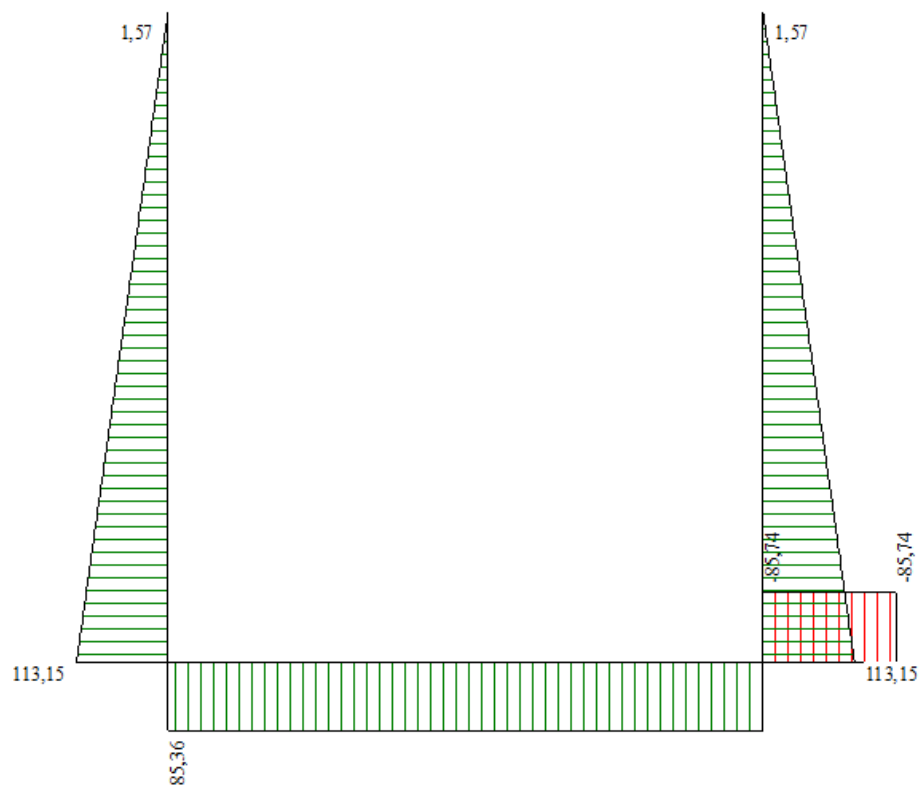
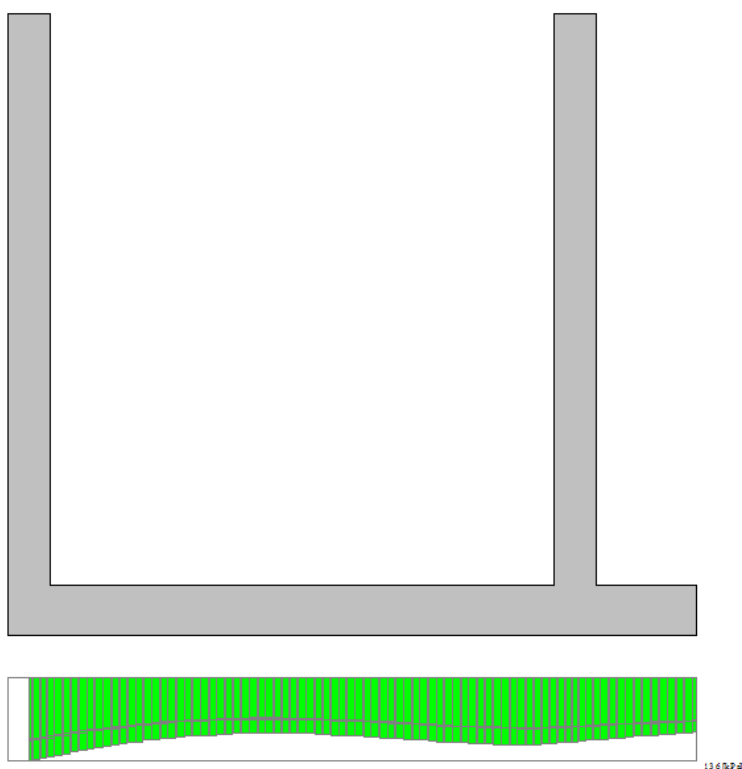


Fig. 4: Involuppo sollecitazioni di sforzo normale [kN/m]

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [kPa]	σ_{tmax} [kPa]
0,25	64	136
2,24	45	95
4,18	51	96
6,21	67	109
8,20	51	89



Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 60,00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0,25	15,71	15,71	3,58
2,24	15,71	15,71	2,73
4,18	15,71	15,71	4,04
6,21	15,71	15,71	1,16

8,20	20,33	15,71	13,28
------	-------	-------	-------

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,25	220,63	0,00	0,00	0,00
2,24	220,63	0,00	0,00	0,00
4,18	220,63	0,00	0,00	0,00
6,21	220,63	0,00	0,00	4,62
8,20	196,25	0,00	0,00	0,00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 50,00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0,30	16,08	16,08	10,86
3,85	16,08	16,08	122,02
7,40	16,08	16,08	1000,00

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,30	207,68	0,00	0,00	0,00
3,85	199,70	0,00	0,00	0,00
7,40	191,72	0,00	0,00	0,00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 50,00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0,30	26,55	26,55	1,08
3,85	10,05	10,05	2,13
7,40	10,05	10,05	1000,00

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,30	242,52	0,00	0,00	0,00
3,85	184,15	0,00	0,00	0,00
7,40	176,18	0,00	0,00	0,00

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 60,00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,25	15,71	15,71	786	9614	29543
2,24	15,71	15,71	2357	27670	110531
4,18	15,71	15,71	1026	12378	41746
6,21	15,71	15,71	3383	163831	39446
8,20	20,33	15,71	0	15728	20352

X	τ_c	A_{sw}
0,25	-171	0,00
2,24	14	0,00
4,18	123	0,00
6,21	281	4,62
8,20	-7	0,00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50,00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,30	16,08	16,08	1076	23513	13612
3,85	16,08	16,08	79	1191	1191
7,40	16,08	16,08	0	0	0

Y	τ_c	A_{sw}
0,30	-78	0,00
3,85	0	0,00
7,40	0	0,00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50,00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,30	26,55	26,55	7237	85790	248024

3,85	10,05	10,05	2113	23324	99423
7,40	10,05	10,05	0	0	0

Y	τ_c	A_{sw}
0,30	-242	0,00
3,85	-96	0,00
7,40	0	0,00

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

IC Indice della combinazione

N_c, N_q, N_γ Fattori di capacità portante

N_c, N_q, N_γ Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.

q_u Portanza ultima del terreno, espressa in [kPa]

Q_u Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m

Q_y Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m

FS Fattore di sicurezza a carico limite

IC	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ	q_u	Q_u	Q_y	FS
1	37,16	22,46	19,32	37,16	22,46	19,32	1433	11747,23	586,80	20,02
2	37,16	22,46	19,32	37,16	22,46	19,32	724	5936,28	811,80	7,31
3	37,16	22,46	19,32	37,16	22,46	19,32	1411	11566,66	454,16	25,47
4	37,16	22,46	19,32	37,16	22,46	19,32	1407	11540,10	447,18	25,81
5	37,16	22,46	19,32	37,16	22,46	19,32	720	5906,46	604,16	9,78
6	37,16	22,46	19,32	37,16	22,46	19,32	720	5900,46	597,18	9,88
7	37,16	22,46	19,32	37,16	22,46	19,32	1466	12021,45	454,16	26,47
8	37,16	22,46	19,32	37,16	22,46	19,32	1454	11920,08	447,18	26,66
9	37,16	22,46	19,32	37,16	22,46	19,32	716	5870,07	604,16	9,72
10	37,16	22,46	19,32	37,16	22,46	19,32	720	5903,82	597,18	9,89

Verifica vasca laterale

Si eseguono le verifiche strutturali delle mensole di sostegno della vasca a lato della stazione di sollevamento, ipotizzata appesa alla stessa mediante 2 mensole in c.a. di altezza massima 2.70 m e poste in opera con passo 2.10 m e alle pareti laterali della vasca.

I momenti sollecitanti su tali setti, provocati dalla vasca posta a lato, con un battente di acqua di 2.60 m, valgono:

- Soletta copertura $(0.2 \times 7.0 \times 3.60 \times 25) \times 1.8 = 226.00 \text{ kNm}$
- Parete di monte $(0.3 \times 7.0 \times 25 \times 3.80) \times 3.45 = 688.30 \text{ kNm}$
- Pareti laterali $2 \times (0.3 \times 3.0 \times 3.80 \times 25) \times 1.80 = 307.80 \text{ kNm}$
- Setti intermedi $2 \times (0.3 \times 1.9 \times 3.0 \times 25) \times 1.80 = 153.90 \text{ kNm}$
- Battente acqua $(6.4 \times 3.0 \times 2.60 \times 10) \times 1.80 = 898.56 \text{ kNm}$

- Soletta inferiore $(0.3 \times 7.0 \times 3.06 \times 25) \times 1.80 =$ 340.20 kNm
- Carico neve $(1.3 \times 7.0 \times 3.60) \times 1.80$ 58.96 kNm

Il momento di progetto risulta essere: $1.3 \times (226.0 + 688.30 + 307.80 + 153.90 + 898.56 + 340.20 + 58.96) = 1.3 \times 2673.72 = 3475.84$ kNm, che portato da 4 setti vale: $3475.84 / 4 = 868.96$ kNm

$$A_f = 868.96 \times 10^4 / 391.3 \times 0.9 \times 2650 = 9.31 \text{ cm}^2$$

Ed avendo inserito come ferri in trazione n°4Φ20 risulta $4 \times 3.14 = 12.56 \text{ cm}^2 > 9.31 \text{ cm}^2$ (Verificato)

ALLEGATO 3 - Analisi e verifiche scatolare
attraversamento sovrappasso sp.
55

Si riportano di seguito le analisi e le verifiche della sezione del canale interrato di attraversamento del sovrappasso della sp. 55 maggiormente sollecitata, con un ricoprimento di terreno di 4.30 m e soggetta ad un carico uniformemente distribuito di 20.0 kN/m² a simulare il transito di mezzi al di sopra della sede stradale, e ad una pressione idrostatica massima di 25 kPa alla base delle pareti ed in fondazione.

Geometria scatolare

Descrizione: Scatolare semplice

Altezza esterna	3,40	[m]
Larghezza esterna	4,30	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,40	[m]
Spessore piedritto destro	0,40	[m]
Spessore fondazione	0,50	[m]
Spessore traverso	0,40	[m]

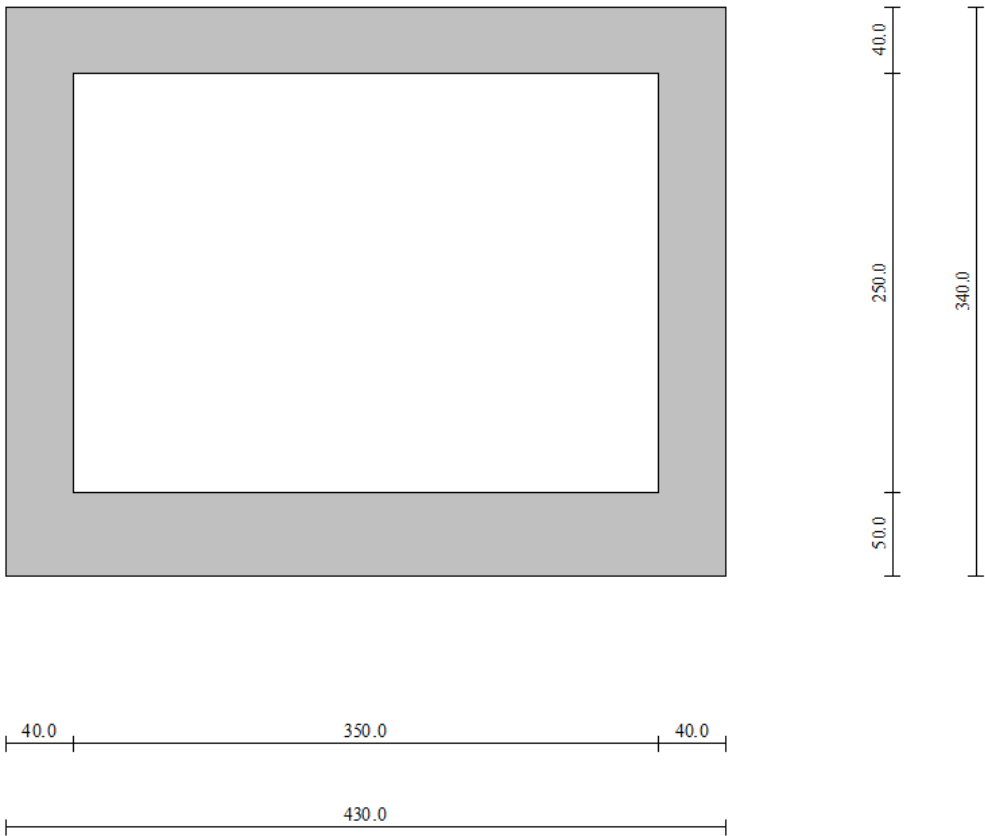


Fig. 1: Geometria sezione scatolare

Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	2,50	[m]
---	------	-----

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (esprese in m) positive verso destra

Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in kN

Coppie concentrate espressi in kNm

Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati

Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati

F_y componente Y del carico concentrato

F_x componente X del carico concentrato

M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale

V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale

D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi

D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n° 7 (Condizione 1)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0,40$	$X_f = 3,90$	$V_{ni} = 25,00$	$V_{nf} = 25,00$	$V_{ti} = 0,00$	$V_{tf} = 0,00$
Distr	Pied_S	$Y_i = 0,50$	$Y_f = 3,00$	$V_{ni} = -25,00$	$V_{nf} = 0,00$	$V_{ti} = 0,00$	$V_{tf} = 0,00$
Distr	Pied_D	$Y_i = 0,50$	$Y_f = 3,00$	$V_{ni} = 25,00$	$V_{nf} = 0,00$	$V_{ti} = 0,00$	$V_{tf} = 0,00$

Condizione di carico n° 8 (Condizione 2)

Distr	Terreno	$X_i = -3,10$	$X_f = 7,20$	$V_{ni} = 20,00$	$V_{nf} = 20,00$
-------	---------	---------------	--------------	------------------	------------------

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}(\theta) + \operatorname{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \operatorname{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

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

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) $0.60 f_{ck}$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) $0.45 f_{ck}$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) $0.80 f_{yk}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0,20$ $w_2=0,30$ $w_3=0,40$

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

- γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione
 C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

- γ_{G1sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
 γ_{G1fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
 γ_{G2sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
 γ_{G2fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
 γ_Q Coefficiente parziale sulle azioni variabili
 $\gamma_{\tan\phi'}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
 $\gamma_{c'}$ Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
 γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
 γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15
Termici	Favorevole	$\gamma_{\varepsilon fav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\varepsilon sfav}$	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismicheCoefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Condizione 2	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
--------------	-------------	------	------	------

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
-----------------	-------------	------	------	------

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

σ_t pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

Pressione geostatica

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **angolo di attrito**

Metodo di calcolo della portanza

Terzaghi

Spinta sui piedritti

a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]
a Riposo [combinazione 5]
a Riposo [combinazione 6]
a Riposo [combinazione 7]
a Riposo [combinazione 8]

a Riposo [combinazione 9]
a Riposo [combinazione 10]
a Riposo [combinazione 11]
a Riposo [combinazione 12]
a Riposo [combinazione 13]

Spinta sismica

Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico

22,00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,593	0,000
2	0,593	0,000
3	0,593	0,431
4	0,593	0,427
5	0,593	0,431
6	0,593	0,427
7	0,593	0,431
8	0,593	0,427
9	0,593	0,431
10	0,593	0,427
11	0,593	0,000
12	0,593	0,000
13	0,593	0,000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	42
Numero elementi trasverso	22
Numero elementi piedritto sinistro	33
Numero elementi piedritto destro	33
Numero molle fondazione	43
Numero molle piedritto sinistro	34
Numero molle piedritto destro	34

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 111,8000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14,84	18,94	111,8000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 50,9221 [kPa]	Pressione inf. 98,1222 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 50,9221 [kPa]	Pressione inf. 98,1222 [kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 111,8000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14,84	-4,84	111,8000
-4,84	8,94	131,9893
8,94	18,94	111,8000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 62,8997 [kPa]	Pressione inf. 91,1912 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 62,8997 [kPa]	Pressione inf. 91,1912 [kPa]

Falda

Spinta	39,84[kN]
Sottospinta	31,87[kPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 86,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14,84	18,94	86,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 35,6159 [kPa] Pressione inf. 71,9236 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 35,6159 [kPa] Pressione inf. 71,9236 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. -1,0526 [kPa] Pressione inf. -1,0526 [kPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 86,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14,84	18,94	86,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 35,6159 [kPa] Pressione inf. 71,9236 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 35,6159 [kPa] Pressione inf. 71,9236 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. -1,5315 [kPa] Pressione inf. -1,5315 [kPa]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 86,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14,84	-4,84	86,0000
-4,84	8,94	100,9550
8,94	18,94	86,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 44,4882 [kPa] Pressione inf. 66,2509 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 44,4882 [kPa] Pressione inf. 66,2509 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. -0,9949 [kPa] Pressione inf. -0,9949 [kPa]

Falda

Spinta 30,65[kN]

Sottospinta 24,52[kPa]

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 86,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{kPa}]$
-------	-------	-----------------

-14,84	-4,84	86,0000
--------	-------	---------

-4,84	8,94	100,9550
-------	------	----------

8,94 18,94 86,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 44,4882 [kPa] Pressione inf. 66,2509 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 44,4882 [kPa] Pressione inf. 66,2509 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. -1,5018 [kPa] Pressione inf. -1,5018 [kPa]

Falda

Spinta 30,65[kN]

Sottospinta 24,52[kPa]

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 86,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{kPa}]$
-------	-------	-----------------

-14,84	18,94	86,0000
--------	-------	---------

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 35,6159 [kPa] Pressione inf. 71,9236 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 35,6159 [kPa] Pressione inf. 71,9236 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. -1,0526 [kPa] Pressione inf. -1,0526 [kPa]

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 86,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14,84	18,94	86,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 35,6159 [kPa] Pressione inf. 71,9236 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 35,6159 [kPa] Pressione inf. 71,9236 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. -1,5315 [kPa] Pressione inf. -1,5315 [kPa]

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 86,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-14,84	-4,84	86,0000
-4,84	8,94	100,9550
8,94	18,94	86,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 44,4882 [kPa] Pressione inf. 66,2509 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 44,4882 [kPa] Pressione inf. 66,2509 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. -0,9949 [kPa] Pressione inf. -0,9949 [kPa]

Falda

Spinta	30,65[kN]
Sottospinta	24,52[kPa]

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 86,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14,84	-4,84	86,0000
-4,84	8,94	100,9550
8,94	18,94	86,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 44,4882 [kPa]	Pressione inf. 66,2509 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 44,4882 [kPa]	Pressione inf. 66,2509 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. -1,5018 [kPa]	Pressione inf. -1,5018 [kPa]
------------------	------------------------------	------------------------------

Falda

Spinta	30,65[kN]
Sottospinta	24,52[kPa]

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 86,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14,84	-4,84	86,0000
-4,84	8,94	100,9550
8,94	18,94	86,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 44,4882 [kPa]	Pressione inf. 66,2509 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 44,4882 [kPa]	Pressione inf. 66,2509 [kPa]

Falda

Spinta 30,65[kN]
Sottospinta 24,52[kPa]

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno) 86,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14,84	-4,84	86,0000
-4,84	8,94	100,9550
8,94	18,94	86,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 44,4882 [kPa] Pressione inf. 66,2509 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 44,4882 [kPa] Pressione inf. 66,2509 [kPa]

Falda

Spinta 30,65[kN]
Sottospinta 24,52[kPa]

Analisi della combinazione n° 13

Pressione in calotta(solo peso terreno) 86,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14,84	-4,84	86,0000
-4,84	8,94	100,9550
8,94	18,94	86,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 44,4882 [kPa] Pressione inf. 66,2509 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 44,4882 [kPa] Pressione inf. 66,2509 [kPa]

Falda

Spinta 30,65[kN]
Sottospinta 24,52[kPa]

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	V_{min} [kN]	V_{max} [kN]	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
0,20	-107,40	-75,06	-313,28	-210,75	80,16	115,28
1,18	77,01	117,56	-140,39	-96,14	80,29	115,28
2,15	127,83	189,42	4,32	8,38	80,43	115,28
3,12	77,01	117,56	108,04	157,90	80,29	115,28
4,10	-107,40	-75,06	210,75	313,28	80,16	115,28

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	V_{min} [kN]	V_{max} [kN]	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
0,20	-129,92	-85,97	186,36	282,24	73,25	110,75
1,18	49,78	76,86	92,73	140,72	73,36	110,75
2,15	95,38	145,26	-0,36	0,36	73,46	110,75
3,12	49,78	76,86	-140,72	-92,73	73,36	110,75
4,10	-129,92	-85,97	-282,24	-186,36	73,25	110,75

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	V_{min} [kN]	V_{max} [kN]	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
0,25	-107,40	-75,06	78,84	115,41	215,13	319,85
1,73	-40,64	-23,96	-9,44	-6,55	200,74	301,04
3,20	-129,92	-85,97	-110,75	-73,25	186,36	282,24

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	V_{min} [kN]	V_{max} [kN]	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
0,25	-107,40	-75,06	-115,41	-78,84	215,13	319,85
1,73	-40,64	-23,96	6,55	9,44	200,74	301,04
3,20	-129,92	-85,97	73,25	110,75	186,36	282,24

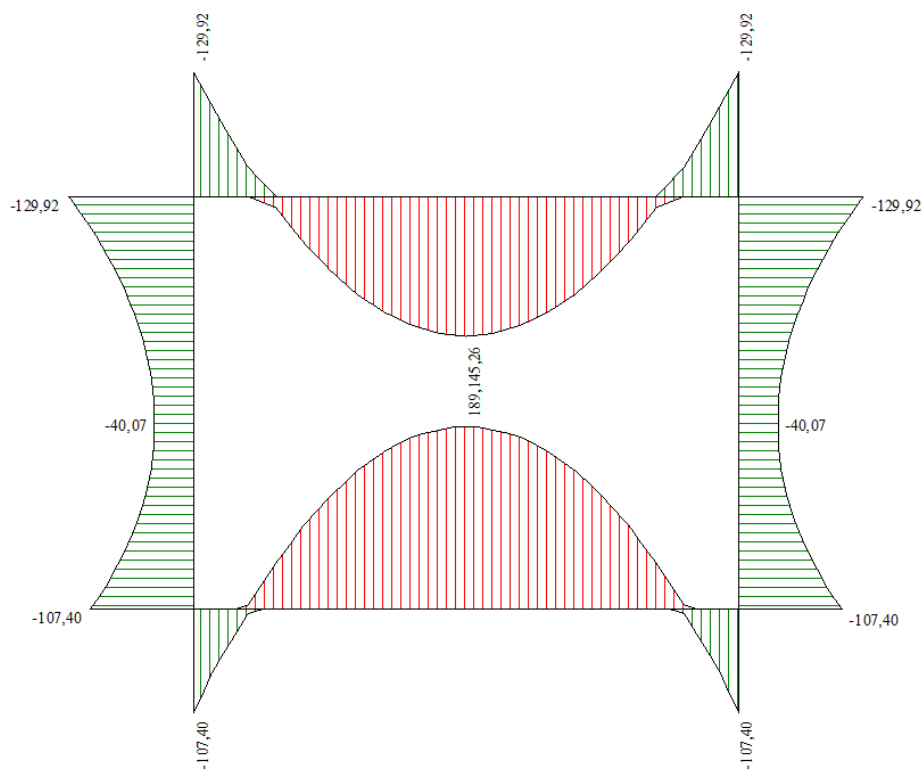


Fig. 2: Involuppo sollecitazioni di momento flettente [kNm/m]

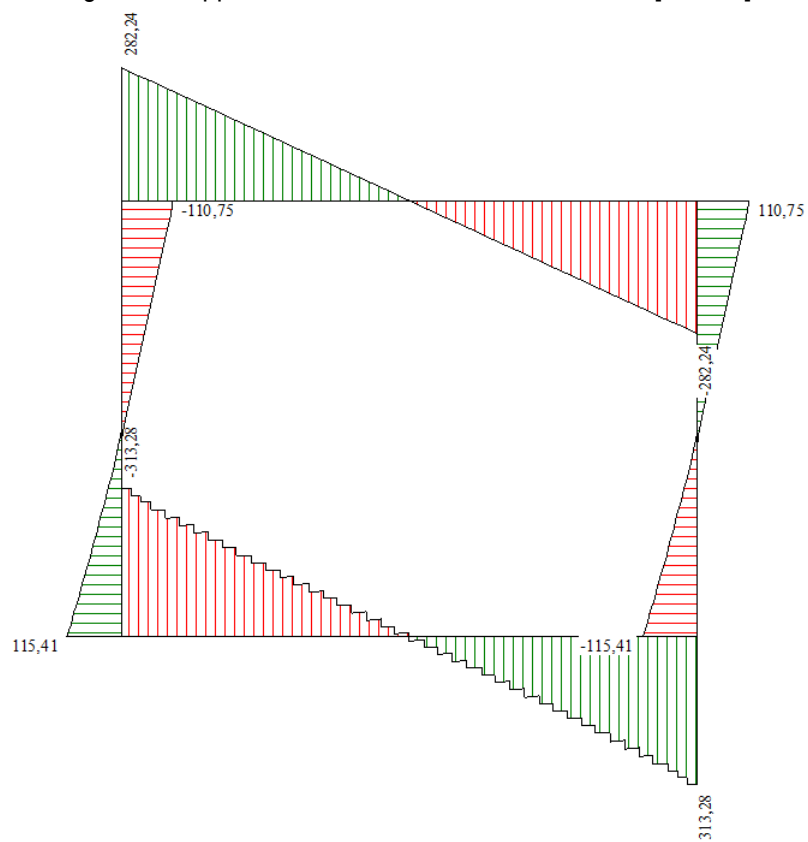


Fig. 3: Involuppo sollecitazioni di taglio [kN/m]

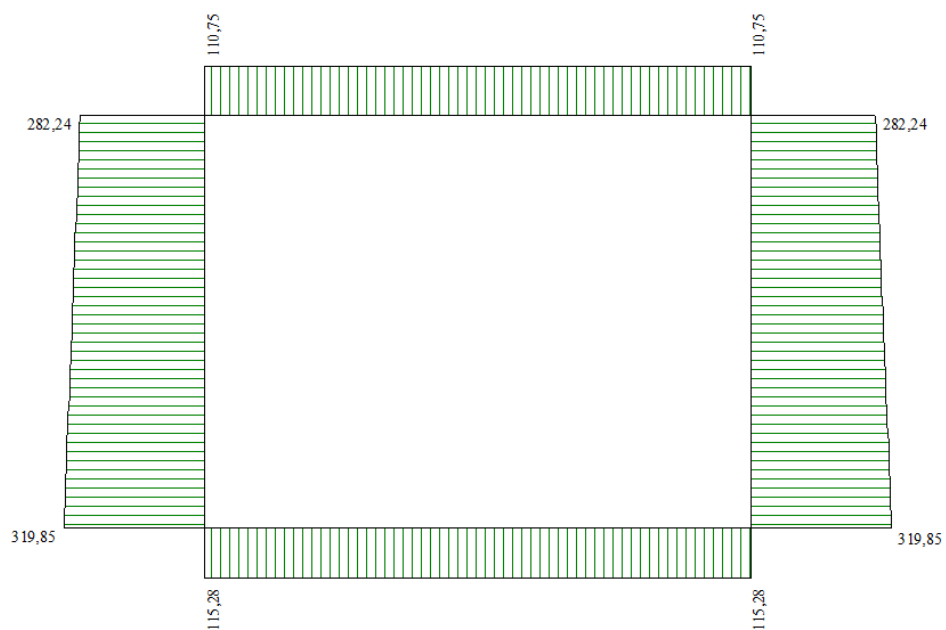
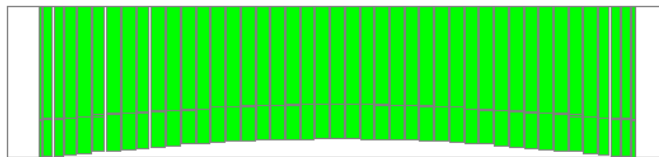
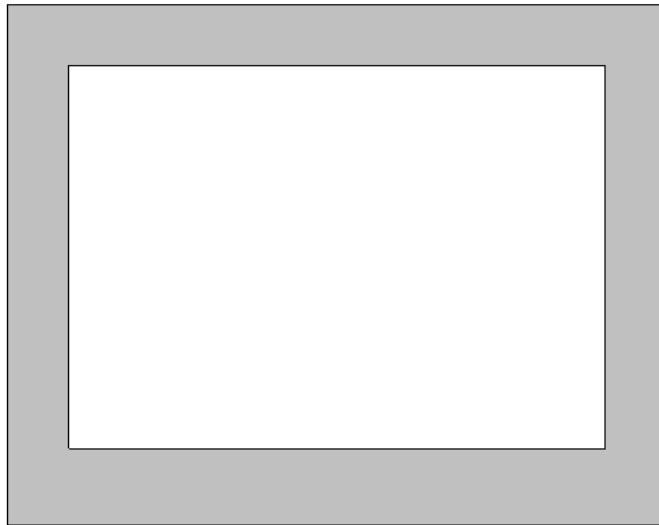


Fig. 4: Involuppo sollecitazioni di sforzo normale [kN/m]

Involuppo pressioni terreno

Involuppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [kPa]	σ_{tmax} [kPa]
0,20	131	197
1,18	121	180
2,15	116	172
3,12	121	180
4,10	131	197



197 [kPa]

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$
 Altezza sezione $H = 50,00 \text{ cm}$

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0,20	17,34	0,00	3,39
1,18	12,72	17,34	1,95
2,15	12,72	12,72	1,34
3,12	12,72	17,34	1,87
4,10	17,34	0,00	3,39

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,20	193,57	0,00	1493,62	0,00
1,18	193,57	0,00	0,00	0,00
2,15	193,57	0,00	0,00	0,00
3,12	193,57	0,00	0,00	0,00
4,10	193,57	0,00	1493,62	0,00

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 40,00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0,20	0,00	3,39	0,43
1,18	16,12	12,72	2,07
2,15	12,72	12,72	1,37
3,12	16,12	12,72	2,07
4,10	0,00	3,39	0,43

X	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0,20	163,60	0,00	1178,08	0,00
1,18	173,10	0,00	0,00	0,00
2,15	173,10	0,00	0,00	0,00
3,12	173,10	0,00	0,00	0,00
4,10	163,60	0,00	1178,08	0,00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 40,00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0,25	12,72	12,72	2,24
1,73	10,05	10,05	9,23
3,20	0,00	10,05	1,58

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0,25	197,67	0,00	0,00	0,00
1,73	185,57	0,00	0,00	0,00
3,20	182,96	0,00	0,00	0,00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 40,00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0,25	12,72	12,72	2,24
1,73	10,05	10,05	9,23
3,20	10,05	10,05	1,65

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,25	197,67	0,00	0,00	0,00
1,73	185,57	0,00	0,00	0,00
3,20	182,96	0,00	0,00	0,00

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 50,00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,20	17,34	0,00	3035	90558	0
1,18	12,72	17,34	2950	34996	100668
2,15	12,72	12,72	5200	58084	234036
3,12	12,72	17,34	2950	34996	100668
4,10	17,34	0,00	3035	90558	0

X	τ_c	A_{sw}
0,20	-601	0,00
1,18	-270	0,00
2,15	16	0,00
3,12	303	0,00
4,10	601	0,00

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 40,00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,20	0,00	3,39	10029	0	713305
1,18	16,12	12,72	2903	86891	32962
2,15	12,72	12,72	5793	229107	61271
3,12	16,12	12,72	2903	86891	32962
4,10	0,00	3,39	10029	0	713305

X	τ_c	A_{sw}
0,20	687	0,00
1,18	342	0,00
2,15	0	0,00
3,12	-342	0,00
4,10	-687	0,00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 40,00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0,25	12,72	12,72	4391	51990	105246
1,73	10,05	10,05	1795	23640	13652
3,20	0,00	10,05	6624	0	195659

Y	τ _c	A _{sw}
0,25	260	0,00
1,73	-25	0,00
3,20	-258	0,00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 40,00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0,25	12,72	12,72	4391	51990	105246
1,73	10,05	10,05	1795	23640	13652
3,20	10,05	10,05	5859	65301	190650

Y	τ _c	A _{sw}
0,25	-260	0,00
1,73	25	0,00
3,20	258	0,00

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

IC Indice della combinazione

N_c, N_q, N_γ Fattori di capacità portante

N_c, N_q, N_γ Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.

q_u Portanza ultima del terreno, espressa in [kPa]

Q_u Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m

Q_γ Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m

FS Fattore di sicurezza a carico limite

IC	N _c	N _q	N _γ	N' _c	N' _q	N' _γ	q _u	Q _u	Q _γ	FS
1	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	2179	9370,95	623,11	15,04

2	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	1754	7542,48	708,80	10,64
3	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	2174	9346,15	480,12	19,47
4	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	2168	9323,87	478,51	19,49
5	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	1750	7526,35	530,33	14,19
6	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	1746	7509,18	528,72	14,20
7	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	2174	9346,15	480,12	19,47
8	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	2168	9323,87	478,51	19,49
9	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	1750	7526,35	530,33	14,19
10	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	1746	7509,18	528,72	14,20