



Provincia di Benevento

Settore Tecnico

SERVIZIO VIABILITÀ 2 E CONNESSE INFRASTRUTTURE

FASE:

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

D. Lgs. 50/2016 art. 23 comma 7 e 8 - D.P.R. 207/2010 artt. 24 e 33

OGGETTO:

S.P. n. 43 "EX SS. 374 - DI SUMMONTE E DI MONTEVERGINE"
Cedimento sede stradale e distacco muri nel Comune di Pannarano (BN)

CODICE ELABORATO:

G.01.b

SCALA : -

DATA : agosto 2020

NOME ELABORATO:

Calcoli delle strutture: Cedimento sede stradale
Realizzazione paratia in c.a.
Relazione di calcolo strutturale e geotecnica

Progettazione

ing. Antonio FALLUTO



R.U.P. - Resp.le U.O.

Comparto 1

arch. Alessandrina PAPA

Dirigente Settore Tecnico

ing. Angelo Carmine GIORDANO

Resp.le

Viabilità 2 e connesse
infrastrutture

ing. Michelantonio PANARESE



FUNZIONARIO INCARICATO
FORRECA Consuelo -

RELAZIONE DI CALCOLO GEOTECNICA E STRUTTURALE

Introduzione.

Le paratie sono opere di ingegneria civile che trovano molta applicazione in problemi legati alla stabilizzazione di versanti o al sostegno di rilevati di terreno. Tuttavia è anche facile sentire parlare di paratie che sono utilizzate per l'ormeggio di grandi imbarcazioni, o per puntellare pareti di trincee e altri scavi o per realizzare cassoni a tenuta stagna per lavori subacquei. Come si può quindi intuire grande importanza deve essere data alla progettazione di una simile opera, soprattutto per quanto riguarda il progetto strutturale e geotecnico. Per quanto riguarda l'aspetto del calcolo vale la pena sottolineare che non esistono, ad oggi, metodi esatti, e questo è anche dovuto alla complessa interazione tra la profondità di scavo, la rigidità del materiale costituente la paratia e la resistenza dovuta alla pressione passiva. In ogni caso, i metodi correntemente utilizzati possono essere classificati in due categorie:

1. Metodi che si basano su una discretizzazione del modello di paratia (si parla di differenze finite o di elementi finiti);
2. Metodi che si basano su congetture di tipo semplicistico, al fine di poter affrontare il problema con il semplice studio dell'equilibrio di un corpo rigido.

Tra le due classi di metodi esposti all'elenco precedente, quello degli elementi finiti è quello che più di tutti risulta razionale, in quanto basato su considerazioni che coinvolgono sia la statica del problema (equilibrio) sia la cinematica (congruenza).

Tipi di paratie.

I tipi di paratie maggiormente utilizzate allo stato attuale possono essere classificati come segue:

1. Paratie in calcestruzzo armato, costruite per mezzo di pali o per mezzo di setti (entrambi armati);
2. Paratie di legno;
3. Paratie in acciaio.

Analisi della paratia.

Alcune considerazioni preliminari.

Gli elementi che concorrono al calcolo di una paratia sono vari. Si coinvolgono infatti concetti legati alla flessibilità dei pali, al calcolo della spinta del terrapieno, alla rigidità del terreno ecc. Si osservi la seguente figura:

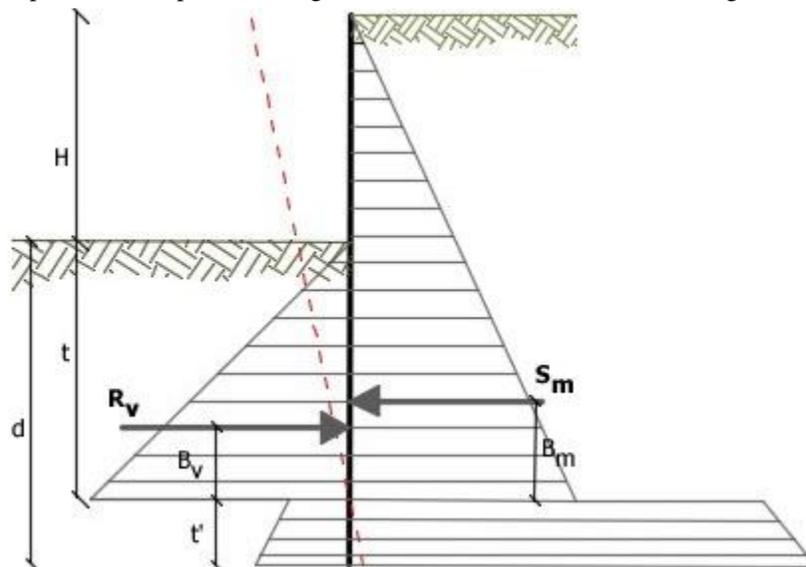


Figura 1: Schema delle pressioni agenti sulla paratia

Si vede che le pressioni laterali che sono chiamate a concorrere nell'equilibrio sono la pressione attiva sviluppata a tergo della paratia e la pressione passiva che si sviluppa nella parte anteriore della paratia (Parte di valle della paratia). Il calcolo, sia nell'ambito dei metodi semplificati che nell'ambito di metodi numerici, della spinta a tergo ed a valle della paratia viene solitamente condotto sia con il metodo di Rankine che con il metodo di Coulomb. Si rileva però che il metodo di Coulomb fornisce risultati più accurati in quanto essendo la paratia un'opera solitamente flessibile, e manifestando quindi spostamenti maggiori si generano fenomeni di attrito all'interfaccia paratia-terreno che possono essere tenuti in conto solo attraverso i coefficienti di spinta di Coulomb. Nell'utilizzo del metodo degli elementi finiti si deve calcolare anche un coefficiente di reazione del terreno k_s , oltre che la spinta attiva e passiva del terreno. Se si parla di analisi in condizioni non drenate è inoltre necessario conoscere il valore della coesione non drenata. E' inoltre opportuno considerare che se si vuole tenere debitamente in conto l'attrito tra terreno e opera si deve essere a conoscenza dell'angolo di attrito tra terreno e opera (appunto). In conclusione i parametri (in termini di proprietà del terreno) di cui si deve disporre per effettuare l'analisi sono i seguenti:

1. Angolo di attrito interno del terreno;
2. Coesione del terreno;
3. Peso dell'unità di volume del terreno;
4. Angolo di attrito tra il terreno ed il materiale che costituisce l'opera.

Calcolo delle spinte.

Come accennato in uno dei paragrafi precedenti, deve in ogni caso essere effettuato il calcolo della spinta attiva e passiva. Si espone quindi in questa sezione il calcolo delle spinte con il metodo di Coulomb.

Calcolo della spinta attiva.

La spinta attiva può essere calcolata con il metodo di Coulomb o alternativamente utilizzando la Teoria di Caquot.

Metodo di Coulomb.

Il metodo di Coulomb è capace di tenere in conto le variabili più significative, soprattutto con riguardo al fenomeno attritivo che si genera all'interfaccia paratia-terreno. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione (valutata alla profondità z):

$$\sigma_h(z) = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta totale, che è l'integrale della relazione precedente su tutta l'altezza, è applicata ad $1/3$ di H e si calcola con la seguente espressione:

$$S_t(z) = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con k_a il valore del coefficiente di pressione attiva, determinabile con la seguente relazione:

$$k_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2}$$

con $\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$ secondo Muller - Breslau

γ_t = Peso unità di volume del terreno;

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = Angolo di attrito terreno-paratia positivo se antiorario;

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria;

Metodo di Caquot.

Il metodo di Coulomb risulta essere un metodo sufficientemente accurato per la valutazione dei coefficienti di pressione allo stato limite. Tuttavia soffre dell'ipotesi riguardante la planarità della superficie di scorrimento. Tale ipotesi è rimossa applicando la teoria di Caquot la quale si basa sull'utilizzo di una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica. Secondo questa teoria il coefficiente di pressione attiva si determina utilizzando la seguente formula:

$$K_a = \rho \cdot K_a^{\text{Coulomb}}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

- K_a^{Coulomb} è il coefficiente di pressione attiva calcolato con la teoria di Coulomb;
- ρ è un coefficiente moltiplicativo calcolato con la seguente formula:

$$\rho = \left(\left[1 - 0.9 \cdot \lambda^2 - 0.1 \cdot \lambda \right] \cdot \left[1 - 0.3 \cdot \lambda^3 \right] \right)^{-n}$$

Dove i simboli sono calcolati con le seguenti formule:

$$\lambda = \frac{\Delta + \beta - \Gamma}{4 \cdot \varphi - 2 \cdot \pi \cdot (\Delta + \beta - \Gamma)}$$

$$\Delta = 2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{|\cot(\delta)| - \sqrt{\cot^2(\delta) - \cot^2(\varphi)}}{1 + \operatorname{cosec}(\varphi)} \right)$$

$$\Gamma = \sin^{-1} \left(\frac{\sin(\beta)}{\sin(\varphi)} \right)$$

Dove i simboli hanno il seguente significato (vedere anche figura seguente):

- β è l'inclinazione del profilo di monte misurata rispetto all' orizzontale;
- φ è l' angolo di attrito interno del terreno spingente;
- δ è l' angolo di attrito all'interfaccia opera-terreno;

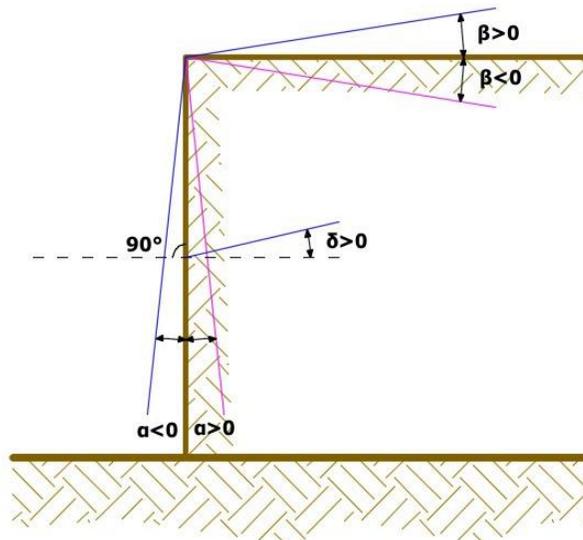


Figura 2: Convenzione utilizzata per il calcolo del coefficiente di pressione secondo la teoria di Caquot

Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q, uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari:

$$\sigma_q(z) = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Integrando la tensione riportata alla formula precedente si ottiene la spinta totale dovuta al sovraccarico:

$$S_q = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta + \varepsilon)} \cdot H$$

Con punto di applicazione ad H/2 (essendo la distribuzione delle tensioni costante). Nelle precedenti formule i simboli hanno il seguente significato:

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

k_a = Coefficiente di pressione attiva calcolato al paragrafo precedente

Striscia di carico su pc inclinato

Il carico agente viene decomposto in un carico ortogonale ed in uno tangenziale al terrapieno, le pressioni indotte sulla parete saranno calcolate come illustrato nei due paragrafi che seguono.

Striscia di carico ortogonale al piano di azione

Un carico ripartito in modo parziale di ascissa iniziale x_1 ed ascissa finale x_2 genera un diagramma di pressioni sulla parete i cui valori sono stati determinati secondo la formulazione di Terzaghi, che esprime la pressione alla generica profondità z come segue:

$$\sigma_q(z) = \frac{Q}{2\pi \times (2\Delta\theta + A)}$$

$$\tau_{xz} = -\frac{Q}{2\pi B}$$

Con:

$$\Delta\theta = \theta_1 - \theta_2;$$

$$A = \sin(2\theta_1) - \sin(2\theta_2)$$

$$B = \cos(2\theta_1) - \cos(2\theta_2)$$

$$\theta_1 = \arctg(z/x_1)$$

$$\theta_2 = \arctg(z/x_2)$$

Per integrazione si otterrà la risultante ed il relativo braccio.

Striscia di carico tangenziale al p.c.

$$\sigma_x = \frac{t}{2\pi \times (D - 2E)}$$

T= Intensità del carico [F/L²]

D= 4·log[senθ₁/senθ₂]

E= sen²θ₁-sen²θ₂

Linee di carico sul terrapieno

Le linee di carico generano un incremento di pressioni sulla parete che secondo BOUSSINESQ, alla profondità z, possono essere espresse come segue:

$$\sigma_x(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x^2 \cdot z \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

$$\tau_{xz}(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x \cdot z^2 \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

V= Intensità del carico espressa in [F/L];

X= Distanza, in proiezione orizzontale, del punto di applicazione del carico dalla parete;

Se il piano di azione è inclinato di ε viene ruotato il sistema di riferimento xz in XZ, attraverso la seguente trasformazione:

$$\begin{cases} X = x \cdot \cos(\varepsilon) - z \cdot \sin(\varepsilon) \\ Z = z \cdot \cos(\varepsilon) + x \cdot \sin(\varepsilon) \end{cases}$$

Spinta in presenza di falda acquifera

La falda con superficie distante H_w dalla base della struttura, induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z sono espresse come segue:

$$u(z) = \gamma_w \cdot z$$

La spinta idrostatica totale si ottiene per integrazione su tutta l'altezza della relazione precedente:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

Avendo indicato con H l'altezza totale di spinta e con γ_w il peso dell'unità di volume dell'acqua. La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t (γ'_t = γ_{saturo} - γ_w), peso specifico del materiale immerso in acqua. In condizioni sismiche la sovrappinta esercitata dall'acqua viene valutata nel seguente modo:

$$\Delta S_w = \frac{7}{12} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot C$$

applicata a 2/3 dell'altezza della falda H_w [Matsuo O'Hara (1960) Geotecnica, R. Lancellotta]

Effetto dovuto alla presenza di coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -\frac{2 \cdot c}{\sqrt{k_a}}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto della spinta per effetto della coesione. E' stata calcolata l'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma_t \cdot \sqrt{k_a}} - \left\{ \frac{\left[\frac{Q \cdot \sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)} \right]}{\gamma_t} \right\}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato

Q = Carico agente sul terrapieno eventualmente presente.

γ_t = Peso unità di volume del terreno

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

C = Coesione del materiale

k_a = Coefficiente di pressione attiva, come calcolato ai passi precedenti

Nel caso in cui si verifichi la circostanza che la Z_c , calcolata con la formula precedente, sia minore di zero è possibile sovrapporre direttamente gli effetti dei diagrammi, imponendo un decremento al diagramma di spinta originario valutato come segue:

$$S_c = P_c \cdot H$$

Dove si è indicata con il simbolo H l'altezza totale di spinta.

Sisma

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sulla parete è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma \cdot (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

H = altezza di scavo

k_v = coefficiente sismico verticale

γ = peso per unità di volume del terreno

K = coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico) (vedi Mononobe & Okabe)

E_{ws} = spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} = spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo β della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{\text{wd}} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H' altezza del livello di falda (riportata nella sezione relativa al calcolo della spinta idrostatica).

Resistenza passiva

Anche per il calcolo della resistenza passiva si possono utilizzare i due metodi usati nel calcolo della pressione allo stato limite attivo (metodo di Coulomb e metodo di Caquot).

Metodo di Coulomb

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni in condizioni di stato limite passivo risulta lineare con legge del tipo del tipo:

$$\sigma_p(z) = k_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

Ancora una volta integrando la precedente relazione sull'altezza di spinta (che per le paratie deve essere valutata attentamente) si ottiene la spinta passiva totale:

$$S_t = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato al solito con H l'altezza di spinta, γ_t il peso dell'unità di volume di terreno e con k_p il coefficiente di pressione passiva (in condizioni di stato limite passivo). Il valore di questo coefficiente è determinato con la seguente formula:

$$k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2}$$

con $\delta < \beta - \phi - \varepsilon$ secondo Muller - Breslau

con valori limite pari a: $\delta < \beta - \phi - \varepsilon$ (Muller-Breslau).

Metodo di Caquot

Il metodo di Caquot differisce dal metodo di Coulomb per il calcolo del coefficiente di pressione allo stato limite passivo. Il coefficiente di pressione passiva viene calcolato, con questo metodo, interpolando i valori della seguente tabella:

Coefficient of passive earth pressure K_p for $\delta = -\phi$											
α [°]	ϕ [°]	K_p when β°									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
	10	1,17	1,41	1,53							
	15	1,30	1,70	1,92	2,08						
	20	1,71	2,08	2,42	2,71	2,92					

Relazione di calcolo geotecnica e strutturale

	25	2,14	2,81	2,98	3,88	4,22	4,43				
-30	30	2,78	3,42	4,18	5,01	5,98	8,94	7,40			
	35	3,75	4,73	5,87	7,21	8,78	10,80	12,50	13,80		
	40	5,31	8,87	8,77	11,00	13,70	17,20	24,80	25,40	28,40	
	45	8,05	10,70	14,20	18,40	23,80	90,60	38,90	49,10	60,70	69,10
	10	1,36	1,58	1,70							
	15	1,68	1,97	2,20	2,38						
	20	2,13	2,52	2,92	3,22	3,51					
	25	2,78	3,34	3,99	4,80	5,29	5,57				
-20	30	3,78	4,81	8,58	8,81	7,84	9,12	9,77			
	35	5,38	8,89	8,28	10,10	12,20	14,80	17,40	19,00		
	40	8,07	10,40	12,00	18,50	20,00	25,50	38,50	37,80	42,20	
	45	13,2	17,50	22,90	29,80	38,30	48,90	82,30	78,80	97,30	111,04
	10	1,52	1,72	1,83							
	15	1,95	2,23	2,57	2,88						
	20	2,57	2,98	3,42	3,75	4,09					
	25	3,50	4,14	4,90	5,82	8,45	8,81				
-10	30	4,98	8,01	7,19	8,51	10,10	11,70	12,80			
	35	7,47	9,24	11,30	13,80	18,70	20,10	23,70	26,00		
	40	12,0	15,40	19,40	24,10	29,80	37,10	53,20	55,10	61,80	
	45	21,2	27,90	38,50	47,20	80,80	77,30	908,20	124,00	153,00	178,00
	10	1,84	1,81	1,93							
	15	2,19	2,46	2,73	2,91						
	20	3,01	3,44	3,91	4,42	4,66					
	25	4,28	5,02	5,81	8,72	7,71	8,16				
0	30	8,42	7,69	9,19	10,80	12,70	14,80	15,90			
	35	10,2	12,60	15,30	18,80	22,30	28,90	31,70	34,90		
	40	17,5	22,30	28,00	34,80	42,90	53,30	78,40	79,10	88,70	
	45	33,5	44,10	57,40	74,10	94,70	120,00	153,00	174,00	240,00	275,00
	10	1,73	1,87	1,98							
	15	2,40	2,65	2,93	3,12						

	20	3,45	3,90	4,40	4,96	5,23					
10	25	5,17	5,99	6,90	7,95	9,11	9,67				
	30	8,17	9,69	11,40	13,50	15,90	18,50	19,90			
	35	13,8	16,90	20,50	24,80	29,80	35,80	42,30	46,60		
	40	25,5	32,20	40,40	49,90	61,70	76,40	110,00	113,00	127,00	
	45	52,9	69,40	90,90	116,00	148,00	188,00	239,00	303,00	375,00	431,00
	10	1,78	1,891	2,01							
	15	2,58	2,821	3,11	3,30						
	20	3,90	4,38	4,92	5,53	5,83					
20	25	6,18	7,12	8,17	9,39	10,70	11,40				
	30	10,4	12,30	14,40	16,90	20,00	23,20	25,00			
	35	18,7	22,80	27,60	33,30	40,00	48,00	56,80	62,50		
	40	37,2	46,90	58,60	72,50	89,30	111,00	158,00	164,00	185,00	
	45	84,0	110,00	143,00	184,00	234,00	297,00	378,00	478,00	592,00	680,00

Tabella: Valutazione del coefficiente di pressione passiva con la teoria di Caquot

Carico uniforme sul terrapieno

La resistenza indotta da un carico uniformemente distribuito S_q vale:

$$S_q = k_p \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione pari a $H/2$ (essendo il diagramma delle tensioni orizzontali costante per tutta l'altezza).
Nella precedente formula k_p è il coefficiente di spinta passiva valutato al paragrafo precedente.

Coesione

La coesione determina un incremento di resistenza pari a:

$$P_c = 2c \cdot \sqrt{k_p}$$

Tale incremento va a sommarsi direttamente al diagramma principale di spinta.

Metodo dell'equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nel ricercare soluzioni, al problema di verifica o di progetto, che siano compatibili con il solo aspetto statico del problema. In sostanza si ragiona in termini di equilibrio di un corpo rigido, senza preoccuparsi della congruenza cinematica degli spostamenti. I principali schemi di calcolo cui si farà riferimento sono i seguenti:

1. Paratia a sbalzo;
2. Paratia tirantata ad estremo libero;
3. Paratia tirantata ad estremo fisso;

Paratia a sbalzo: calcolo della profondità d'infissione limite

Per paratia non tirantata, la stabilità è assicurata dalla resistenza passiva del terreno che si trova a valle della stessa; dall'equilibrio dei momenti rispetto al centro di rotazione si ottiene:

$$S_m \cdot B_m - R_v \cdot B_v = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale della spinta attiva;

B_m = braccio di S_m rispetto ad O centro di rotazione;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v rispetto ad O centro di rotazione;

ogni termine risulta funzione di t dove t è la profondità del centro di rotazione rispetto al piano di riferimento di valle (piano campagna a valle). La lunghezza necessaria per assicurare l'equilibrio alla traslazione orizzontale si ottiene aumentando t come segue:

$$t' = a \cdot t \quad d = t \cdot (1 + a) \quad \text{dove } a = 0.2 \text{ (Metodo di Blum)}$$

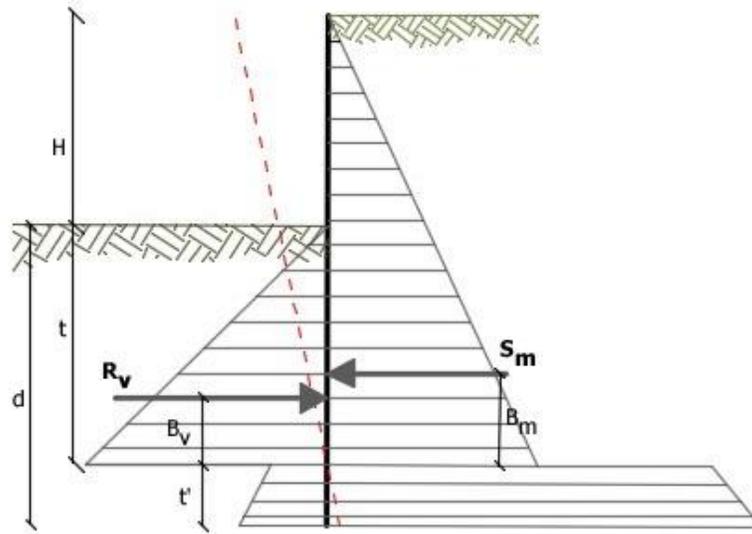


Figura 32: Schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza passiva

La lunghezza d'infissione d come sopra determinata è relativa alla condizione limite di incipiente collasso, tramite un coefficiente F . È possibile introdurre un margine di sicurezza sulle resistenze passive; la riduzione si effettua come segue:

$$S_m \cdot B_m - \frac{R_v}{F} \cdot B_v = 0$$

Paratia tirantata ad estremo libero: calcolo della profondità d'infissione limite

La stabilità dell'opera è assicurata anche dai tiranti ancorati sulla paratia. Per utilizzare lo schema di calcolo ad estremo libero, la paratia deve essere sufficientemente corta e rigida. La lunghezza di infissione, sarà determinata imponendo l'equilibrio alla rotazione sull'origine del tirante indicato B1

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - R_v \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale spinta attiva;

H = altezza terreno da sostenere;

t = profondità di infissione calcolata;

B_m = braccio di S_m rispetto alla base della paratia;

P_m = ordinata del punto di applicazione del tirante a monte;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v .

Nota t , si determinano S_m ed R_v ed il relativo sforzo del tirante.

Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze passive

La lunghezza d'infissione sarà ulteriormente aumentata per avere margine di sicurezza in condizioni di esercizio tramite il coefficiente di sicurezza F :

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - \frac{R_v}{F} \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Paratia tirantata ad estremo fisso: calcolo della profondità d'infissione limite

Se la sezione più profonda della paratia non trasla e non ruota può essere assimilata ad un incastro, in tal caso la paratia si definisce ad estremo fisso. Un procedimento elaborato da BLUM consente di ricavare la profondità d'infissione ($t+t'$), imponendo le condizioni cinematiche di spostamenti nulli alla base dell'opera ed all'origine del tirante (B1), e le condizioni statiche di momento e taglio nullo alla base della paratia. Si perviene ad una equazione di 5° grado in ($t+t'$) che può essere risolta in modo agevole.

Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze

Per aumentare il fattore di sicurezza sono stati introdotti negli sviluppi numerici, valori delle resistenze passive ridotte.

Metodo degli elementi finiti (FEM)

Il metodo degli elementi finiti è il metodo che più di tutti si fonda su basi teoriche solide e razionali. Di fatti tutto il metodo presuppone che il problema sia affrontato tenendo in conto sia l'aspetto statico (e quindi l'equilibrio del problema, sia l'aspetto cinematica (e quindi la congruenza degli spostamenti o meglio delle deformazioni). In questo approccio la paratia è modellata come un insieme di travi, con vincolo di continuità tra loro (elementi beam) vincolati al terreno mediante molle elastiche, la cui rigidezza è valutata in funzione delle proprietà elastiche del terreno. Nella figura che segue è mostrato schematicamente il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti:

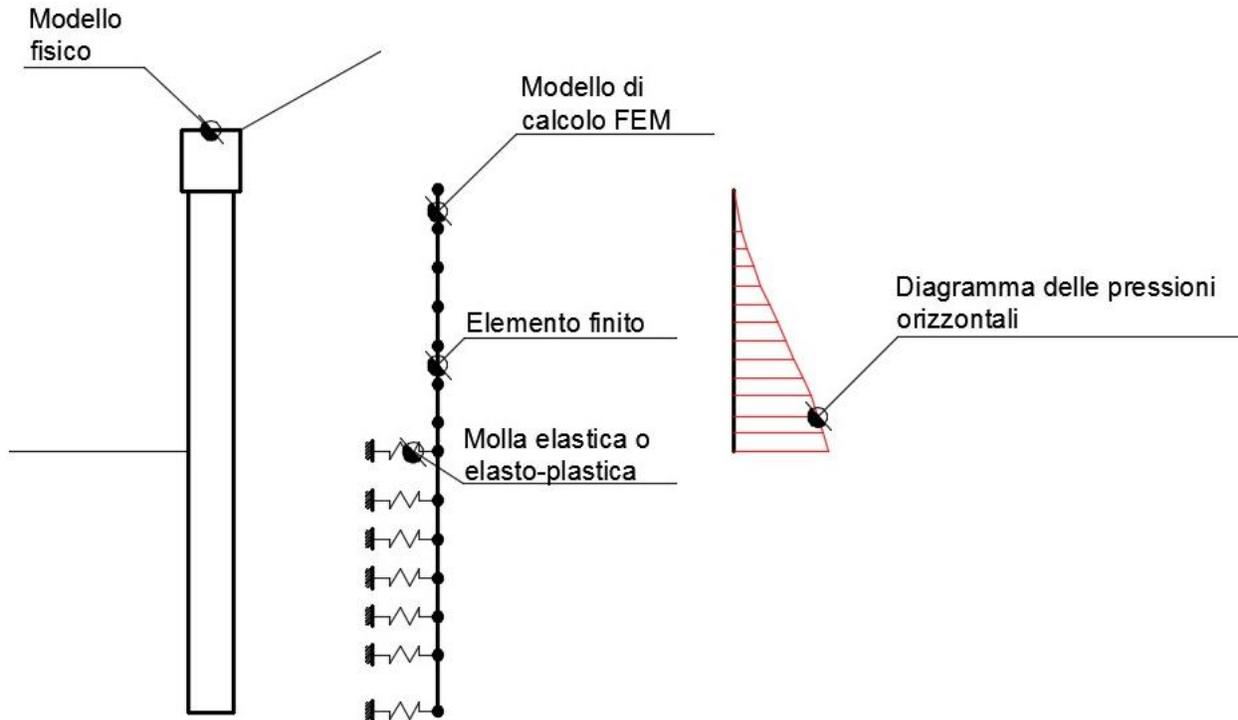


Figura 4: Schematizzazione della paratia ad elementi finiti

Vari aspetti hanno importanza centrale in questo metodo di calcolo. Si riportano nel seguito gli aspetti essenziali.

Calcolo del modulo di rigidezza K_s del terreno

Come già detto in precedenza, il terreno viene schematizzato con delle molle di rigidezza K_s applicate sui nodi dei conci compresi tra il nodo di fondo scavo e l'estremità di infissione. La stima della rigidezza K_s è stata effettuata sulla base della capacità portante delle fondazioni secondo la seguente formula:

$$k_s = A_s + B_s \cdot z^n$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

A_s = costante, calcolata come segue $A_s = C \cdot (c \cdot N_c + 0.5 \cdot G \cdot B \cdot N_g)$

B_s = coefficiente funzione della profondità $B_s = C \cdot G \cdot N_q$

Z = Profondità in esame

C = 40 nel sistema internazionale SI

n = $\pi \cdot \tan \varphi$

N_q = $\exp[n \cdot (\tan^2(45^\circ + \varphi/2))]$

$$N_c = (Nq-1) \cdot \cot\phi$$

$$N_g = 1.5 \cdot (Nq-1) \cdot \tan\phi$$

Tiranti

I tiranti vengono schematizzati come elementi elastici, con sezione trasversale di area pari ad A modulo di elasticità E e lunghezza L . Per un tratto di paratia di larghezza unitaria, l'azione dei tiranti inclinati di un angolo β vale:

$$F = \frac{A \cdot E}{S \cdot L} \cdot \cos(\beta)$$

Sifonamento

Il sifonamento è un fenomeno che in una fase iniziale si localizza al piede della paratia, e poi rapidamente si estende nell'intorno del volume resistente. Si verifica quando, per una elevata pressione idrodinamica o di infiltrazione, si annullano le pressioni passive efficaci, con la conseguente perdita di resistenza del terreno. Si assume di norma un fattore di sicurezza $F_{sif} = 3.5-4$ Indicando con:

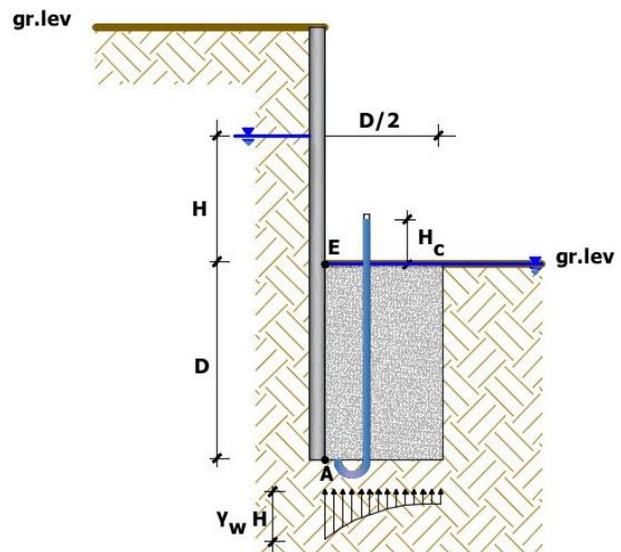
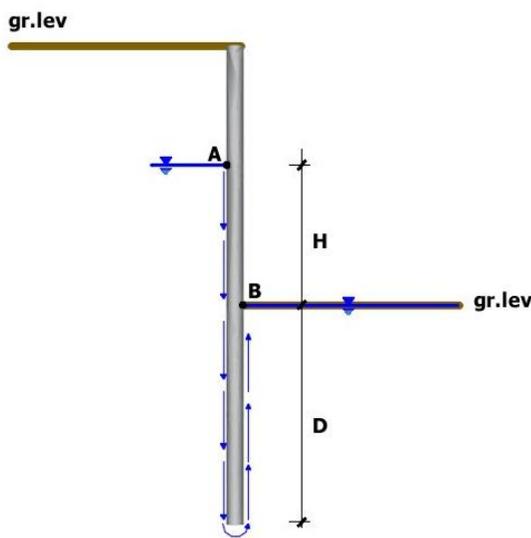
i_c = Gradiente Idraulico critico;

i_e = Gradiente Idraulico in condizioni di esercizio;

Il margine di sicurezza è definito come rapporto tra i_c ed i_e , se $i_e < i_c$ la paratie è stabile.

Verifica di sollevamento del fondo scavo.

Nel caso di un diaframma infisso nel terreno, la presenza della falda in posizioni tali da innescare un moto di filtrazione comporta l'instaurarsi di una forza di filtrazione che, se diretta verso l'alto, può annullare il peso del terreno il quale, in assenza di coesione, può essere trascinato dal flusso dell'acqua e compromettere la stabilità dell'opera. Il fenomeno della stabilità del fondo scavo, analogo a quello del sifonamento, è stato affrontato per la prima volta da Terzaghi (1943). A differenza del sifonamento, che è un fenomeno localizzato nel punto di sbocco della prima linea di flusso, quello del sollevamento del fondo scavo si estende per una profondità pari a quella d'infissione della paratia per una larghezza pari a metà di tale infissione.



Per semplificare il problema della determinazione dell'effettivo andamento della pressione interstiziale nel punto A, si assume che il valore della sovrappressione al piede del diaframma sia costante sulla lunghezza $D/2$ e pari a $\gamma_w \cdot H_c$. Per determinare H_c si ricorre all'espressione del gradiente di efflusso i_E :

$$i_E = \frac{H_c}{D} = \frac{H}{H + 2D}$$

Da cui si ottiene:

$$H_c = \frac{H \cdot D}{H + 2D}$$

La forza di filtrazione S_w che tende a sollevare il blocco di terreno coinvolto è pari a:

$$S_w = H_c \cdot \gamma_w \cdot \frac{D}{2}$$

Le condizioni limite di stabilità vengono raggiunte quando S_w uguaglia il peso efficace del blocco, pertanto il fattore di sicurezza a sollevamento del fondo scavo si definisce come il rapporto tra il peso efficace del blocco e la forza di filtrazione:

$$F_s = \frac{W'}{S_w} = \frac{\gamma' \cdot \frac{D}{2}}{H_c \cdot \gamma_w \cdot \frac{D}{2}} = \frac{\gamma' \cdot D}{H_c \cdot \gamma_w}$$

Verifica delle sezioni e calcolo armature

Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni N, M e T , si effettuano sulla sezione maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute come prodotto tra le sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse tra i pali (o larghezza dei setti se la paratia è costituita da setti):

$$N_d = N' \cdot i; M_d = M' \cdot i; T_d = T' \cdot i$$

Dove M', M', T' rappresentano il momento il taglio e lo sforzo normale relativi ad una striscia unitaria di calcolo mentre i è l'interasse tra i pali per paratia costituita da pali o micropali (o larghezza setti per paratia costituita da setti).

Archivio materiali

CONGLOMERATI

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.33	1.03	2.21
2	C25/30	30	31470	25	14.16	1.19	2.56
3	C28/35	35	32300	28	15.86	1.28	2.76
4	C40/50	50	35220	40	19.83	1.49	3.2

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	200000	450	391.3	540	391.3	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	200000	450	391.3	540	450	.05	.04	1	0.5
3	S235H	210000	235	204.35	360	204.35	0.05	0.04	1	0.5
4	S275H	210000	275	239.13	430	239.13	0.05	0.04	1	0.5
5	S355H	210000	355	308.7	510	308.7	0.05	0.04	1	0.5
6	C1860	200205	1600	1116	1860	1116	0.05	0.04	1	0.5

GEOMETRIA SEZIONE

Sezione	Circolare Barre
Calcestruzzo	C25/30
Acciaio	B450C
Nome	circ1
Diametro	1 m
Disposizione	Singola fila
Interasse Iy	1.5 m
Numero Pali	28

Dati generali FEM

Massimo spostamento lineare terreno	1.5 cm
Fattore tolleranza spostamento	0.03 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	5
Fattore riduzione molla fondo scavo	1
Profondità infissione iniziale	8 m
Incremento profondità infissione	0.2 m
Numero di elementi	36
Numero nodo di fondo scavo	16

Stratigrafia

Fase: 1

Nr.	Peso specifico [kN/m ³]	Peso specifico saturo [kN/m ³]	Coesione [kN/m ²]	Angolo attrito [°]	O.C.R.	Modulo edometrico [kN/m ²]	Attrito terra muro monte [°]	Attrito terra muro valle [°]	Spessore [m]	Inclinazione [°]	Descrizione
1	19.0	21.0	0.0	36.0	1.0	1470.0	10.0	10.0	2.8	0.0	Terreno vegetale
2	18.0	19.08	15.0	20.0	1.0	6229.0	18.67	18.67	6.4	0.0	Limo o limo con sabbia
3	19.62	21.0	20.6	22.0	1.0	8702.0	10.0	10.0	4.0	0.0	Argilla o argilla limosa molle
4	23.0	25.0	0.0	32.0	1.0	7643.0	18.67	18.67	2.2	0.0	Sabbia o sabbia limosa sciolta
5	21.0	23.0	24.0	24.0	1.0	9806.0	18.67	18.67	4.5	0.0	Limo o limo con sabbia

Calcolo coefficienti sismici

Dati generali

Descrizione zona	S.P 43 Pannarano (BN)
Latitudine	41.0525 [°]
Longitudine	14.7218 [°]

Dati opera

Tipo opera	Opere ordinarie
Classe d'uso	IV
Vita nominale	50 [anni]
Vita di riferimento	100 [anni]

Parametri sismici su un sito di riferimento

Categoria sottosuolo	C
Categoria topografica	T2

SL	Tr [Anni]	ag [m/sec ²]	F0 [-]	TS* [sec]
SLO	60	0.09	2.31	0.31
SLD	101	0.11	2.32	0.33
SLV	949	0.29	2.42	0.38
SLC	1950	0.37	2.48	0.41

Coefficienti sismici orizzontale e verticale

Opera: SLC

SL	Amax [m/sec ²]	beta [-]	kh [-]	kv [-]
SLO	0.16	1.00	0.02	0.01
SLD	0.20	0.47	0.01	0.00
SLV	0.52	0.38	0.02	0.01
SLC	0.67	1.00	0.07	0.03

Carichi

Fase: 1

Descrizione	Tipo	Xi [m]	Xf [m]	Yi [m]	Yf [m]	Profondità [m]	Valore [kN]-[kPa]
strada provinciale	Strisce	1.5	8	0.05	0.28	0	1000

Analisi Paratia Metodo calcolo: FEM

Profondità massima di infissione

8.2 [m]

Fase: 1 Analisi geotecnica Fase: 1 - Combinazione: 1

Altezza scavo

2 [m]

Tipo:

S.L.U. [GEO-STR-HYD]

Nome:

A1+M1+R1

Coefficienti sismici:

Kh = 0.0165, Kv = 0.0083

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1.3
3	Spinta falda	1.5
4	Spinta sismica x	1.5
5	Spinta sismica y	1
6	strada provinciale	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione 8.20 [m]

Pressione massima terreno 411.12 [kPa]

Momento massimo 654.60 [kNm/m]

Taglio massimo 449.02 [KN/m]

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m ³]
0.13	74.68	45.84	-0.44	-12.13	2.0031	--
0.27	117.55	47.55	-2.24	-26.36	1.9474	--
0.40	156.50	49.26	-5.59	-51.09	1.8917	--
0.53	190.70	51.98	-12.63	-72.99	1.8359	--
0.67	219.81	53.69	-22.07	-103.91	1.7802	--
0.80	243.85	55.40	-36.43	-136.12	1.7246	--
0.93	263.14	57.11	-54.25	-172.47	1.6690	--
1.07	278.13	58.82	-77.48	-202.81	1.6134	--
1.20	289.36	60.53	-104.99	-243.87	1.5581	--
1.33	297.38	62.25	-138.25	-285.01	1.5029	--
1.47	302.70	64.96	-176.44	-323.47	1.4479	--
1.60	305.79	66.67	-219.13	-369.27	1.3933	--
1.73	307.05	68.38	-268.91	-402.60	1.3390	--
1.87	306.82	70.09	-323.07	-449.02	1.2852	--

Relazione di calcolo geotecnica e strutturale

2.00	305.38	71.80	-382.86	-402.21	1.2320	43912.19
2.39	--	77.82	-539.92	-216.80	1.0802	43912.19
2.78	-411.12	82.83	-624.61	-65.16	0.9362	43912.19
3.17	-116.76	87.84	-650.01	-11.77	0.8014	14569.61
3.56	-98.50	92.85	-654.60	26.83	0.6761	14569.61
3.95	-81.65	97.87	-644.14	58.82	0.5604	14569.61
4.34	-66.19	102.88	-621.20	84.65	0.4543	14569.61
4.73	-52.06	107.89	-588.12	104.97	0.3573	14569.61
5.12	-39.20	112.90	-547.12	120.32	0.2691	14569.61
5.51	-27.52	117.92	-500.14	131.08	0.1889	14569.61
5.90	-16.91	122.93	-448.95	137.69	0.1161	14569.61
6.30	-7.28	127.94	-395.18	140.55	0.0499	14569.61
6.69	1.51	132.95	-340.30	139.96	-0.0104	14569.61
7.08	9.56	137.97	-285.65	136.22	-0.0656	14569.61
7.47	17.00	142.98	-232.46	129.57	-0.1167	14569.61
7.86	23.93	147.99	-181.86	120.23	-0.1642	14569.61
8.25	30.47	153.00	-134.91	108.34	-0.2091	14569.61
8.64	36.72	158.02	-92.63	94.00	-0.2520	14569.61
9.03	42.76	163.03	-55.93	76.65	-0.2935	14569.61
9.42	72.41	168.04	-25.99	49.11	-0.3341	21671.63
9.81	81.13	173.05	-6.84	17.52	-0.3744	21671.63

Fase: 1 - Combinazione: 2

Altezza scavo

2 [m]

Tipo:

S.L.U. [GEO]

Nome:

A2+M2+R1

Coefficienti sismici:

$K_h = 0.0165$, $K_v = 0.0083$

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1.3
3	Spinta falda	1.3
4	Spinta sismica x	1.3
5	Spinta sismica y	1
6	strada provinciale	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione 8.20 [m]

Pressione massima terreno 342.81 [kPa]

Momento massimo 757.29 [kNm/m]

Taglio massimo 453.85 [KN/m]

Sollecitazioni

Relazione di calcolo geotecnica e strutturale

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m ³]
0.13	74.92	45.84	-0.19	-12.10	3.6994	--
0.27	118.05	47.55	-1.53	-37.10	3.6104	--
0.40	157.24	50.26	-5.70	-49.43	3.5214	--
0.53	191.70	51.98	-12.87	-69.51	3.4325	--
0.67	221.06	53.69	-22.57	-103.89	3.3435	--
0.80	245.36	55.40	-36.99	-127.65	3.2546	--
0.93	264.90	57.11	-53.88	-181.79	3.1658	--
1.07	280.14	59.82	-77.44	-210.94	3.0770	--
1.20	291.63	61.53	-105.69	-244.60	2.9884	--
1.33	299.90	63.25	-139.40	-286.47	2.9000	--
1.47	305.48	64.96	-177.69	-327.16	2.8118	--
1.60	308.83	66.67	-221.40	-368.94	2.7239	--
1.73	310.34	69.38	-270.41	-413.83	2.6364	--
1.87	310.36	71.09	-325.24	-453.85	2.5494	--
2.00	309.18	72.80	-385.48	-425.71	2.4629	17376.32
2.39	--	78.82	-551.63	-275.43	2.2139	17376.32
2.78	-342.81	83.83	-659.24	-146.69	1.9729	17376.32
3.17	-160.57	88.84	-716.52	-79.59	1.7415	9220.53
3.56	-140.21	93.85	-747.62	-24.84	1.5206	9220.53
3.95	-120.86	98.87	-757.29	22.79	1.3108	9220.53
4.34	-102.55	103.88	-748.36	63.16	1.1122	9220.53
4.73	-85.25	108.89	-723.69	96.82	0.9245	9220.53
5.12	-68.93	113.90	-685.90	123.65	0.7476	9220.53
5.51	-53.55	118.92	-637.64	144.61	0.5808	9220.53
5.90	-39.04	123.93	-581.17	159.90	0.4234	9220.53
6.30	-25.32	128.94	-518.71	169.86	0.2746	9220.53

6.69	-12.31	133.95	-452.38	174.71	0.1335	9220.53
7.08	0.09	138.97	-384.16	174.68	-0.0009	9220.53
7.47	11.96	143.98	-315.95	170.00	-0.1297	9220.53
7.86	23.40	148.99	-249.56	160.83	-0.2537	9220.53
8.25	34.49	154.00	-186.75	147.23	-0.3741	9220.53
8.64	45.34	159.02	-129.24	129.42	-0.4917	9220.53
9.03	56.00	164.03	-78.72	106.75	-0.6073	9220.53
9.42	98.01	169.04	-37.04	69.57	-0.7218	13578.39
9.81	113.47	174.05	-9.82	25.16	-0.8357	13578.39

Fase: 1 - Combinazione: 3

Altezza scavo

2 [m]

Tipo:

S.L.U. [HYD]

Nome:

HYD

Coefficienti sismici:

$K_h = 0.0165$, $K_v = 0.0083$

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1.1
3	Spinta falda	1.1
4	Spinta sismica x	1
5	Spinta sismica y	1
6	strada provinciale	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4

Relazione di calcolo geotecnica e strutturale

4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione	8.20 [m]
Pressione massima terreno	340.97 [kPa]
Momento massimo	753.44 [kNm/m]
Taglio massimo	451.78 [KN/m]
Sollecitazioni	

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m ³]
0.13	74.66	45.84	-0.42	-16.16	3.6798	--
0.27	117.64	47.55	-1.81	-25.41	3.5913	--
0.40	156.68	50.26	-5.74	-56.41	3.5028	--
0.53	190.98	51.98	-12.36	-77.08	3.4143	--
0.67	220.19	53.69	-22.23	-108.98	3.3258	--
0.80	244.34	55.40	-36.52	-134.67	3.2374	--
0.93	263.73	57.11	-53.99	-180.18	3.1490	--
1.07	278.82	59.82	-77.18	-207.32	3.0607	--
1.20	290.15	61.53	-104.48	-247.82	2.9725	--
1.33	298.27	63.25	-137.35	-294.79	2.8846	--
1.47	303.70	64.96	-175.62	-335.77	2.7968	--

Relazione di calcolo geotecnica e strutturale

1.60	306.89	66.67	-219.48	-375.25	2.7094	--
1.73	308.25	69.38	-268.88	-406.87	2.6224	--
1.87	308.11	71.09	-323.38	-451.78	2.5358	--
2.00	306.78	72.80	-383.70	-423.30	2.4498	17376.32
2.39	--	78.82	-548.96	-273.89	2.2020	17376.32
2.78	-340.97	83.83	-655.94	-145.95	1.9623	17376.32
3.17	-159.71	88.84	-713.03	-78.91	1.7321	9220.53
3.56	-139.46	93.85	-743.89	-24.39	1.5125	9220.53
3.95	-120.21	98.87	-753.44	22.73	1.3037	9220.53
4.34	-101.99	103.88	-744.56	62.98	1.1061	9220.53
4.73	-84.78	108.89	-719.94	96.28	0.9195	9220.53
5.12	-68.56	113.90	-682.37	123.00	0.7435	9220.53
5.51	-53.26	118.92	-634.35	143.92	0.5776	9220.53
5.90	-38.82	123.93	-578.17	159.20	0.4211	9220.53
6.30	-25.18	128.94	-516.02	169.01	0.2731	9220.53
6.69	-12.23	133.95	-450.02	173.81	0.1327	9220.53
7.08	0.10	138.97	-382.15	173.78	-0.0010	9220.53
7.47	11.90	143.98	-314.30	169.13	-0.1291	9220.53
7.86	23.28	148.99	-248.26	160.05	-0.2525	9220.53
8.25	34.32	154.00	-185.77	146.52	-0.3722	9220.53
8.64	45.10	159.02	-128.57	128.75	-0.4891	9220.53
9.03	55.71	164.03	-78.28	106.11	-0.6042	9220.53
9.42	97.50	169.04	-36.87	69.18	-0.7180	13578.39
9.81	112.88	174.05	-9.81	25.18	-0.8313	13578.39

Carico limite verticale

Fase 1 Combinazione 1

Fattore Nc	13.417
Fattore Nq	6.421
Carico limite punta	776.837 kN

Carico limite laterale	1048.885 kN
Carico limite totale	1825.722 kN
Forza verticale agente	259.580 kN
Fattore sicurezza	7.033

Fase 1 Combinazione 2

Fattore Nc	13.417
Fattore Nq	6.421
Carico limite punta	776.837 kN
Carico limite laterale	1048.885 kN
Carico limite totale	1825.722 kN
Forza verticale agente	261.080 kN
Fattore sicurezza	6.993

Fase 1 Combinazione 3

Fattore Nc	13.417
Fattore Nq	6.421
Carico limite punta	776.837 kN
Carico limite laterale	1048.885 kN
Carico limite totale	1825.722 kN
Forza verticale agente	261.080 kN
Fattore sicurezza	6.993

Risultati analisi strutturale

Fase: 1 Risultati analisi strutturale

Fase: 1 - Combinazione: 1

Z [m]	Nome sezione	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Nr.Barre Diametro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Flessione
0.13	circ1	68.76	-0.66	-18.196	10Ø20	68.77	-383.02	578.66	Verificata

Relazione di calcolo geotecnica e strutturale

0.27	circ1	71.33	-3.36	-39.540	10Ø20	71.33	-383.87	114.11	Verificata
0.40	circ1	73.90	-8.39	-76.638	10Ø20	73.90	-384.73	45.85	Verificata
0.53	circ1	77.96	-18.95	-109.480	10Ø20	77.96	-386.08	20.37	Verificata
0.67	circ1	80.53	-33.11	-155.862	10Ø20	80.54	-386.95	11.69	Verificata
0.80	circ1	83.10	-54.64	-204.176	10Ø20	83.09	-387.80	7.10	Verificata
0.93	circ1	85.67	-81.38	-258.705	10Ø20	85.67	-388.66	4.78	Verificata
1.07	circ1	88.23	-116.22	-304.215	10Ø20	88.24	-389.51	3.35	Verificata
1.20	circ1	90.80	-157.49	-365.807	10Ø20	90.80	-390.37	2.48	Verificata
1.33	circ1	93.37	-207.37	-427.509	10Ø20	93.38	-391.23	1.89	Verificata
1.47	circ1	97.44	-264.65	-485.202	10Ø20	97.44	-392.58	1.48	Verificata
1.60	circ1	100.00	-328.70	-553.908	10Ø20	100.00	-393.43	1.20	Verificata
1.73	circ1	102.57	-403.37	-603.894	11Ø20	102.57	-426.89	1.06	Verificata
1.87	circ1	105.14	-484.60	-673.535	13Ø20	105.14	-492.22	1.02	Verificata
2.00	circ1	107.71	-574.30	-603.312	16Ø20	107.70	-588.24	1.02	Verificata
2.39	circ1	116.72	-809.88	-325.205	24Ø20	116.72	-838.29	1.04	Verificata
2.78	circ1	124.24	-936.91	-97.747	28Ø20	124.24	-961.51	1.03	Verificata
3.17	circ1	131.76	-975.02	-17.656	29Ø20	131.77	-993.68	1.02	Verificata
3.56	circ1	139.28	-981.90	40.239	29Ø20	139.28	-995.79	1.01	Verificata
3.95	circ1	146.80	-966.21	88.224	28Ø20	146.79	-967.88	1.00	Verificata
4.34	circ1	154.32	-931.80	126.976	27Ø20	154.32	-939.93	1.01	Verificata
4.73	circ1	161.84	-882.18	157.453	26Ø20	161.84	-911.91	1.03	Verificata
5.12	circ1	169.36	-820.68	180.481	23Ø20	169.36	-823.14	1.00	Verificata
5.51	circ1	176.87	-750.21	196.625	21Ø20	176.87	-764.27	1.02	Verificata
5.90	circ1	184.39	-673.42	206.534	18Ø20	184.39	-674.12	1.00	Verificata
6.30	circ1	191.91	-592.77	210.829	16Ø20	191.91	-614.21	1.04	Verificata
6.69	circ1	199.43	-510.45	209.935	13Ø20	199.43	-522.18	1.02	Verificata
7.08	circ1	206.95	-428.47	204.324	10Ø20	206.95	-428.64	1.00	Verificata
7.47	circ1	214.47	-348.69	194.359	10Ø20	214.47	-431.09	1.24	Verificata
7.86	circ1	221.99	-272.79	180.346	10Ø20	221.98	-433.53	1.59	Verificata

Relazione di calcolo geotecnica e strutturale

8.25	circ1	229.51	-202.37	162.505	10Ø20	229.51	-435.97	2.15	Verificata
8.64	circ1	237.02	-138.94	140.997	10Ø20	237.02	-438.41	3.16	Verificata
9.03	circ1	244.54	-83.89	114.970	10Ø20	244.54	-440.85	5.26	Verificata
9.42	circ1	252.06	-38.99	73.669	10Ø20	252.06	-443.28	11.37	Verificata
9.81	circ1	259.58	-10.26	26.279	10Ø20	259.58	-445.70	43.43	Verificata

Z [m]	Def.Max calcestruzzo	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza taglio kN	Misura sicurezza taglio OK<=1	Verifica a taglio	Angolo inclinazione e puntoni [°]
0.13	6.61E-04	-1.96E-03	-25.76	15.9Ø12	Calcestruzzo=1581.68 Staffe=106 4.44	0.02	Verificata	21.80
0.27	6.62E-04	-1.96E-03	-25.72	15.9Ø12	Calcestruzzo=1581.72 Staffe=106 4.23	0.04	Verificata	21.80
0.40	6.64E-04	-1.96E-03	-25.68	15.9Ø12	Calcestruzzo=1581.76 Staffe=106 4.02	0.07	Verificata	21.80
0.53	6.66E-04	-1.96E-03	-25.62	15.9Ø12	Calcestruzzo=1581.82 Staffe=106 3.69	0.10	Verificata	21.80
0.67	6.67E-04	-1.96E-03	-25.58	15.9Ø12	Calcestruzzo=1581.86 Staffe=106 3.48	0.15	Verificata	21.80
0.80	6.69E-04	-1.96E-03	-25.55	15.9Ø12	Calcestruzzo=1581.90 Staffe=106 3.28	0.19	Verificata	21.80
0.93	6.70E-04	-1.96E-03	-25.51	15.9Ø12	Calcestruzzo=1581.94 Staffe=106 3.07	0.24	Verificata	21.80
1.07	6.72E-04	-1.96E-03	-25.47	15.9Ø12	Calcestruzzo=1581.98	0.29	Verificata	21.80

Relazione di calcolo geotecnica e strutturale

					Staffe=106 2.86			
1.20	6.73E-04	-1.96E-03	-25.43	15.9Ø12	Calcestruzz o=1582.02 Staffe=106 2.66	0.34	Verificata	21.80
1.33	6.74E-04	-1.96E-03	-25.39	15.9Ø12	Calcestruzz o=1582.06 Staffe=106 2.45	0.40	Verificata	21.80
1.47	6.77E-04	-1.96E-03	-25.33	15.9Ø12	Calcestruzz o=1582.13 Staffe=106 2.12	0.46	Verificata	21.80
1.60	6.78E-04	-1.96E-03	-25.30	15.9Ø12	Calcestruzz o=1582.17 Staffe=106 1.92	0.52	Verificata	21.80
1.73	7.02E-04	-1.96E-03	-24.64	15.9Ø12	Calcestruzz o=1599.33 Staffe=105 2.40	0.57	Verificata	21.80
1.87	7.46E-04	-1.96E-03	-23.50	15.9Ø12	Calcestruzz o=1589.76 Staffe=104 6.18	0.64	Verificata	21.80
2.00	8.04E-04	-1.96E-03	-22.03	15.9Ø12	Calcestruzz o=1597.73 Staffe=103 2.31	0.58	Verificata	21.80
2.39	9.33E-04	-1.96E-03	-19.00	15.9Ø12	Calcestruzz o=1590.22 Staffe=101 0.18	0.32	Verificata	21.80
2.78	9.88E-04	-1.96E-03	-17.79	15.9Ø12	Calcestruzz o=1596.35 Staffe=998. 15	0.10	Verificata	21.80
3.17	1.00E-03	-1.96E-03	-17.47	15.9Ø12	Calcestruzz o=1594.45 Staffe=996. 45	0.02	Verificata	21.80

Relazione di calcolo geotecnica e strutturale

3.56	1.01E-03	-1.96E-03	-17.41	15.9Ø12	Calcestruzz o=1594.99 Staffe=996. 15	0.04	Verificata	21.80
3.95	9.96E-04	-1.96E-03	-17.61	15.9Ø12	Calcestruzz o=1597.93 Staffe=997. 22	0.09	Verificata	21.80
4.34	9.87E-04	-1.96E-03	-17.82	15.9Ø12	Calcestruzz o=1600.92 Staffe=998. 33	0.13	Verificata	21.80
4.73	9.77E-04	-1.96E-03	-18.03	15.9Ø12	Calcestruzz o=1603.99 Staffe=999. 47	0.16	Verificata	21.80
5.12	9.40E-04	-1.96E-03	-18.85	15.9Ø12	Calcestruzz o=1596.34 Staffe=100 9.40	0.18	Verificata	21.80
5.51	9.14E-04	-1.96E-03	-19.42	15.9Ø12	Calcestruzz o=1602.64 Staffe=101 2.48	0.19	Verificata	21.80
5.90	8.72E-04	-1.96E-03	-20.41	15.9Ø12	Calcestruzz o=1612.72 Staffe=101 7.78	0.20	Verificata	21.80
6.30	8.42E-04	-1.96E-03	-21.12	15.9Ø12	Calcestruzz o=1601.56 Staffe=102 7.38	0.21	Verificata	21.80
6.69	7.91E-04	-1.96E-03	-22.35	15.9Ø12	Calcestruzz o=1613.67 Staffe=103 4.05	0.20	Verificata	21.80
7.08	7.34E-04	-1.96E-03	-23.80	15.9Ø12	Calcestruzz o=1606.82 Staffe=104 7.82	0.19	Verificata	21.80
7.47	7.38E-04	-1.96E-03	-23.70	15.9Ø12	Calcestruzz o=1607.01 Staffe=104	0.19	Verificata	21.80

					7.28			
7.86	7.42E-04	-1.96E-03	-23.60	15.9Ø12	Calcestruzz o=1607.21 Staffe=104 6.74	0.17	Verificata	21.80
8.25	7.46E-04	-1.96E-03	-23.50	15.9Ø12	Calcestruzz o=1607.41 Staffe=104 6.20	0.16	Verificata	21.80
8.64	7.50E-04	-1.96E-03	-23.40	15.9Ø12	Calcestruzz o=1607.61 Staffe=104 5.67	0.13	Verificata	21.80
9.03	7.54E-04	-1.96E-03	-23.31	15.9Ø12	Calcestruzz o=1607.81 Staffe=104 5.13	0.11	Verificata	21.80
9.42	7.57E-04	-1.96E-03	-23.21	15.9Ø12	Calcestruzz o=1608.01 Staffe=104 4.60	0.07	Verificata	21.80
9.81	7.61E-04	-1.96E-03	-23.11	15.9Ø12	Calcestruzz o=1608.23 Staffe=104 4.08	0.03	Verificata	21.80

CALCOLO E DATI GEOMETRI DELLA TRAVE DI COLLEGAMENTO

Diametro	1 m
Interasse X	1.5 m
Lunghezza complessiva	41,50 m
Modulo elasticità	2.06E+08 KN/m ²
Modulo Poisson	0.4
Area sezione	0.64 m ²
Momento inerzia	0.034 m ⁴

MODELLO DI CALCOLO E SCHEMA DELLE FORZE

Carico sulla trave 1
 Posizione 0 m
 Forza applicata 0 kN
 Appoggio fisso
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 2
 Posizione 0.75 m
 Forza applicata 100 kN
 Appoggio cedevole
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 3
 Posizione 1.5 m
 Forza applicata 0 kN
 Appoggio fisso
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 4
 Posizione 2.25 m
 Forza applicata 100 kN
 Appoggio cedevole
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 5
 Posizione 3 m

Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	6
Posizione	3.75 m
Forza applicata	100 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	7
Posizione	4.5 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	8
Posizione	5.25 m
Forza applicata	100 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	9
Posizione	6 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m

Carico sulla trave 10
 Posizione 6.75 m
 Forza applicata 100 kN
 Appoggio cedevole
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 11
 Posizione 7.5 m
 Forza applicata 0 kN
 Appoggio fisso
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 12
 Posizione 8.25 m
 Forza applicata 100 kN
 Appoggio cedevole
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 13
 Posizione 9 m
 Forza applicata 0 kN
 Appoggio fisso
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 14
 Posizione 9.75 m

Forza applicata	100 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	15
Posizione	10.5 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	16
Posizione	11.25 m
Forza applicata	100 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	17
Posizione	12 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	18
Posizione	12.75 m
Forza applicata	100 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m

Carico sulla trave 19
 Posizione 13.5 m
 Forza applicata 0 kN
 Appoggio fisso
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 20
 Posizione 14.25 m
 Forza applicata 100 kN
 Appoggio cedevole
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 21
 Posizione 15 m
 Forza applicata 0 kN
 Appoggio fisso
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 22
 Posizione 15.75 m
 Forza applicata 100 kN
 Appoggio cedevole
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 23
 Posizione 16.5 m
 Forza applicata 0 kN

Appoggio fisso

Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 24

Posizione 17.25 m

Forza applicata 100 kN

Appoggio cedevole

Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 25

Posizione 18 m

Forza applicata 0 kN

Appoggio fisso

Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 26

Posizione 18.75 m

Forza applicata 100 kN

Appoggio cedevole

Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 27

Posizione 19.5 m

Forza applicata 0 kN

Appoggio fisso

Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 28
 Posizione 20.25 m
 Forza applicata 100 kN
 Appoggio cedevole
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 29
 Posizione 21 m
 Forza applicata 0 kN
 Appoggio fisso
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 30
 Posizione 21.75 m
 Forza applicata 100 kN
 Appoggio cedevole
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 31
 Posizione 22.5 m
 Forza applicata 0 kN
 Appoggio fisso
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 32
 Posizione 23.25 m
 Forza applicata 100 kN

Appoggio cedevole

Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 33

Posizione 24 m

Forza applicata 0 kN

Appoggio fisso

Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 34

Posizione 24.75 m

Forza applicata 100 kN

Appoggio cedevole

Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 35

Posizione 25.5 m

Forza applicata 0 kN

Appoggio fisso

Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 36

Posizione 26.25 m

Forza applicata 100 kN

Appoggio cedevole

Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 37
 Posizione 27 m
 Forza applicata 0 kN
 Appoggio fisso
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 38
 Posizione 27.75 m
 Forza applicata 100 kN
 Appoggio cedevole
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 39
 Posizione 28.5 m
 Forza applicata 0 kN
 Appoggio fisso
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 40
 Posizione 29.25 m
 Forza applicata 100 kN
 Appoggio cedevole
 Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

Carico sulla trave 41
 Posizione 30 m
 Forza applicata 0 kN

Appoggio fisso

Costante elastica vincolo cedevole (ks) 0 kN/m

SOLLECITAZIONI

Momento massimo 0 kNm

Momento minimo -23.77 kNm

Taglio massimo 65.85 kN

Taglio minimo 0 kN

Spostamento massimo 0.00E+00 cm

Spostamento minimo 0.00E+00 cm

VERIFICA SEZIONE

Momento ultimo (Mu) 1553.44 kNm

Sforzo normale ultimo (Nu) 0.39 kN

Resistenza a taglio conglomerato (Vrcdd) 3775.14 kN

Resistenza a taglio staffe (Vwd) 2281.07 kN

ARMATURA

Ferri longitudinali di calcolo 20/28 cm

Staffe 12/12 cm

Index

1.Archivio materiali	17
2.Archivio sezioni...	17
3.Dati generali FEM	17
4.Calcolo coefficienti sismici	18
5.Carichi	19
5.1.Fase: 1	19
6.Fase: 1 Analisi geotecnica	19
6.1.Fase: 1 - Combinazione: 1	19
6.2.Fase: 1 - Combinazione: 2	20
6.3.Fase: 1 - Combinazione: 3	22
7.Fase: 1 Risultati analisi strutturale	24
7.1.Fase: 1 - Combinazione: 1	24
8. CALCOLO E DATI GEOMETRI DELLA TRAVE DI COLLEGAMENTO	26
Index	33