

**CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO
ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA**

S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"

LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA283

PROGETTAZIONE: ANAS - STRUTTURA TERRITORIALE PUGLIA

I PROGETTISTI Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore Ing. Simona MASCIULLO - Progettista	ATTIVITA' DI SUPPORTO RTP: Lombardi Ingegneria S.r.L. - Strutture TechProject S.r.L. - Geotecnica - Impianti
COLLABORATORI Geom. Andrea DELL'ANNA Geom. Massimo MARTANO Geom. Giuseppe CALO'	
IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Alberto SANCHIRICO	
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA	
RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT E PROGETTI SPECIALI Ing. Nicola MARZI	
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO Ing. Vincenzo MARZI	

08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI

Cavalcavia (Comune di Maglie)

ST 22 - al km 3+797,53

Relazione di calcolo geotecnica

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. L0503A D 1701	T00_ST22_GET_RE02_D CODICE ELAB. T00ST22GETRE02	D	-
D	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Marzo 2022	
C	OTTEMPERANZA PARERE AdB Puglia-PARERE CSLLPP	Aprile 2019	
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Gennaio 2019	
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Giugno 2018	

INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI	3
2.1 Normative e standard	3
2.2 Riferimenti bibliografici	4
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	5
4. COMBINAZIONI DI CARICO	6
5. METODOLOGIA DI CALCOLO	8
6. RISULTATI E VERIFICHE	11
6.1 Reazioni di base Spalla	11
6.2 Reazioni di base Pila	12
6.3 Verifica Spalla	13
6.4 Verifica Pila	17
6.5 Calcolo dei cedimenti Spalla	21
6.6 Calcolo dei cedimenti Pila	25

1. PREMESSA

Nel presente elaborato sono riportati i criteri progettuali seguiti per il dimensionamento delle strutture del sottopasso ST22 (Comune di Maglie) sulla SS 275 Maglie – Santa Maria di Leuca. In particolare si riportano le verifiche geotecniche per le fondazioni superficiali delle sottostrutture dell'opera in oggetto.

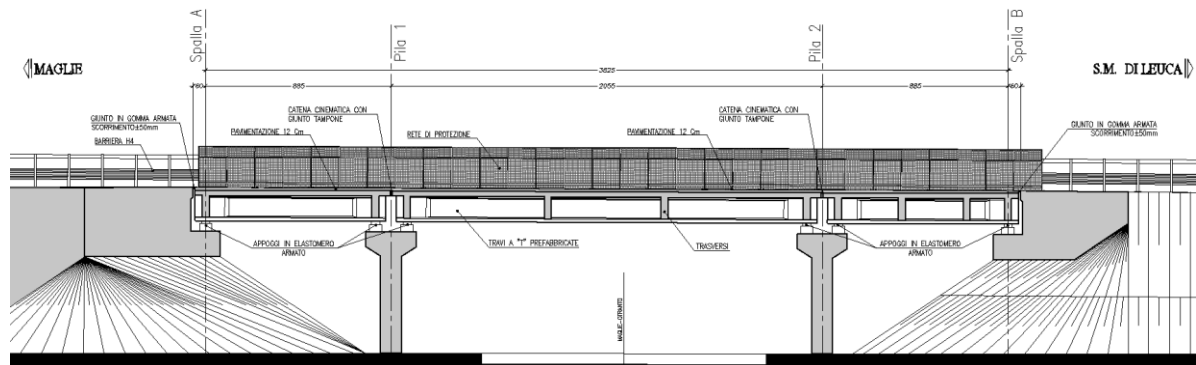


Figura 1-1: Prospetto longitudinale ST22

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

[1]	D.M. 17/01/2018, n.8	Norme Tecniche per le costruzioni
[2]	Circ. Min. 2 febbraio 2009, n.617	Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per la costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008
[3]	Legge 05/11/1971, n.1086	Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951)
[4]	Legge 02/02/1974, n.64	Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
[5]	UNI EN 1990	Basis of structural design
[6]	UNI EN 1991-1-1	Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads
[7]	UNI EN 1991-1-4	Actions on structures - General actions - Wind actions
[8]	UNI EN 1991-1-5	Actions on structures - General actions - Thermal actions
[9]	UNI EN 1992-1-1	Design of concrete structures - General - Common rules for building and civil engineering structures
[10]	UNI EN 1992-1-2	Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design
[11]	UNI EN 1992-2	Design of concrete structures - Bridges
[12]	UNI EN 1993-1-1	Design of steel structures - General rules and rules for buildings
[13]	UNI EN 1993-1-8	Design of steel structures - Design of Joints
[14]	UNI EN 1994-1-1	Design of composite steel and concrete structures - General rules and rules for buildings
[15]	UNI EN 1994-2	Design of composite steel and concrete structures - General rules and rules for bridges
[16]	UNI EN 1997-1	Geotechnical design - General rules
[17]	UNI EN 1998-1	Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings
[18]	UNI EN 1998-2	Design of structures for earthquake resistance - Bridges
[19]	UNI EN 1998-5	Design of structures for earthquake resistance - Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
[20]	Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici	Linee guida sul calcestruzzo strutturale

- Servizio Tecnico Centrale

- [21] UNI-EN 206-1 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità
- [22] UNI-EN 11104 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1

2.2 Riferimenti bibliografici

- [23] "Fondazioni" - Carlo Viggiani
- [24] "Fondazioni" - Joseph E. Bowles;
- [25] "Principles of Foundation Engineering" - Braja M. Das;
- [26] "Progetti e calcoli di Geotecnica con Excel, vol1 e 2" - Marco Mancina, Roberto Nori, Pia lasello.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per l'opera in esame si considerano le seguenti caratteristiche geotecniche:

opera:	ST22
pk:	3+797,53
tipo di fondazione:	superficiale
quota imposta fondazioni [m]:	84÷84,5
ref. sondaggio:	SML06

STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO			
Unità Geotecnica	Quota iniziale [m]	Quota finale [m]	ΔH [m]
R1 (A) - Calcareniti molto alterate	88.40	87.40	1.00
R1 (MA) - Calcareniti mediamente alterate	87.40	83.70	3.70
R1 (A) - Calcareniti molto alterate	83.70	81.60	2.10
R1 (MA) - Calcareniti mediamente alterate	81.60	79.20	2.40
R1 (A) - Calcareniti molto alterate	79.20	78.60	0.60
R1 (MA) - Calcareniti mediamente alterate	78.60	68.40	10.20

RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI					
Unità Geotecnica	peso volume γ [kN/m ³]	res. compr. q_c [MPa]	coesione c' [kPa]	angolo att. ϕ' [°]	mod. def. E [MPa]
T1a - Terreno di riporto	19÷20	-	10	20	10÷20
T1b - Coperture eluviali e colluviali	19	-	1÷10	28÷32	10÷20
T2a - Sabbie e sabbie limose	19÷20	-	1÷10	28÷32	10÷20
T2b - Limi argillosi sabbiosi	19	-	5÷15	25÷28	10
R1 (A) - Calcareniti molto alterate	20	-	1÷10	29÷33	10÷20
R1 (MA) - Calcareniti mediamente alterate	20	3,5÷9,5	160÷475	29÷31	150÷600
R1 (NA) - Calcareniti non alterate	22	23	1350	34	2500

Dal riesame della stratigrafia, per l'opera ST22 **si considera cautelativamente un terreno di fondazione costituito dall'unità geotecnica R1 (A)** (calcareniti molto alterate). Operativamente nei calcoli si assumono i seguenti parametri caratteristici medi:

- peso di volume: $\gamma = 20.0$ kN/m³
- coesione: $c' = 6.0$ kPa
- angolo di resistenza a taglio: $\phi' = 31.0^\circ$

La falda, inoltre, non è presente nell'ambito delle profondità di interesse progettuale.

4. COMBINAZIONI DI CARICO

Nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU) sono stati presi in considerazione i seguenti meccanismi:

- collasso per **carico limite** dell'insieme fondazione-terreno (SLU GEO);
- collasso per **scorrimento** sul piano di posa (SLU GEO);

Le verifiche sono state effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 1, 2 e 3 di seguito riportate.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 1 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (rif. Tab. 6.4.I NTC18 [1])

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (rif. Tab. 6.2.II NTC18 [1])

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 3 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (rif. Tab. 6.2.I NTC18 [1])

La capacità del complesso fondazione-terreno è stata verificata, con riferimento alle condizioni sismiche, anche allo stato limite ultimo (SLV), adottando i coefficienti parziali della Tabella 4.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Tab. 4 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche (rif. Tab. 7.11.II NTC18 [1])

Nello stato limite ultimo per scorrimento sul piano di posa, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole. Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

5. METODOLOGIA DI CALCOLO

Operativamente, per il **calcolo del carico limite** è stata impiegata l'espressione generale di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

nella quale:

- N_c, N_q, N_{γ} fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
- s_c, s_q, s_{γ} fattori di forma della fondazione;
- i_c, i_q, i_{γ} fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_{γ} fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;
- g_c, g_q, g_{γ} fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_c, d_q, d_{γ} fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per la determinazione dei fattori di capacità portante N_q e N_c si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore N_{γ} si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953).

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \tan \phi$$

Per tener conto dell'eccentricità e della risultante dei carichi, il valore della larghezza B da introdurre nell'equazione del carico limite è quello corrispondente all'area effettiva equivalente (Meyerhof, 1953), ossia alla minima superficie rispetto alla quale la risultante risulta centrata.

Nel caso di fondazioni quadrate o rettangolari tale larghezza è data da:

$$B = B_R - 2 \cdot e$$

dove B_R è la larghezza della fondazione reale.

Fattori di forma

$$s_{\gamma} = s_q = 1 + 0.1 \cdot K_p \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot K_p \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

$$\text{Per profondità relative } D/B \leq 1 \quad d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$$

Per profondità relative $D/B > 1$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1}(D/B)$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi}$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Definito il parametro

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi}\right)^{m+1} \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi}\right)^m \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi)^2 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi} \quad b_\gamma = b_q$$

dove α è l'inclinazione del piano di posa sul piano orizzontale.

Fattori di inclinazione del pendio

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi} \quad g_\gamma = g_q$$

dove ω è l'inclinazione del piano campagna.

La resistenza allo **scorrimento** è stata valutata ammettendo un comportamento del sistema terreno-fondazione di tipo attritivo:

$$S_d = N \cdot \tan(\phi') + c' \cdot B \cdot L$$

Nei calcoli è stato trascurato il contributo di spinta del terreno posto ai lati del plinto che si oppone allo scorrimento della fondazione.

Ai fini del **calcolo dei cedimenti** risulta essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale valutazione è stata eseguita ipotizzando per il terreno un comportamento di mezzo continuo, elastico lineare, omogeneo ed isotropo.

Sotto queste ipotesi le tensioni nel terreno in accordo con la teoria di Boussinesq valgono:

$$\Delta\sigma_v = 3Qz^3/(2\pi(r^2+z^2)^{5/2})$$

con:

- Q, carico puntiforme applicato alla frontiera del mezzo;
- r, proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame;
- z, proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame.

Operativamente il calcolo è stato eseguito con il metodo dell'elasticità secondo le seguenti relazioni:

$$w_{lib} = \sum \Delta\sigma_v \cdot \Delta z / E$$

$$w_{imp} = \sum \Delta\sigma_v \cdot \Delta z \cdot (1-2\nu)^2 / (E \cdot (1-\nu))$$

dove:

- w_{lib} è il cedimento in condizioni di deformazioni laterali libere;
- w_{imp} è il cedimento in condizioni di deformazioni laterali impedite;
- $\Delta\sigma_v$ è l'incremento di tensione verticale alla profondità z calcolato secondo la formulazione di Boussinesq;
- E è il modulo elastico del terreno alla profondità z;
- Δz è lo spessore dello strato i-esimo.

6. RISULTATI E VERIFICHE

Si riportano di seguito i risultati ottenuti con i modelli descritti negli elaborati T00_ST22_STR_RE01_A.

6.1 Reazioni di base Spalla

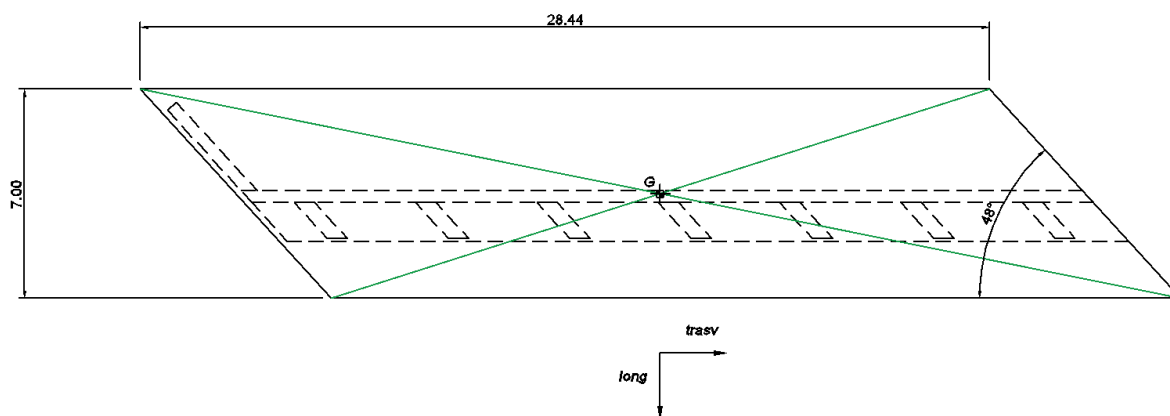
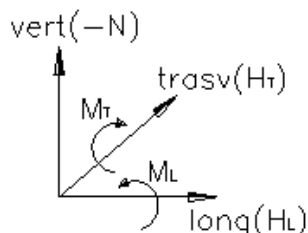


Figura 2 - Planimetria spalla

	H_L	H_T	N	$M_T(G)$	$M_L(G)$
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	2515	0	24998	-24690	-24087
STA SLU 2	2515	0	27495	-22317	-24087
STA SLU 3	3023	47	32068	-23747	-27544
STA SLU 4	2902	47	31562	-24566	-27544
STA SLU 5	2898	79	31562	-24605	-27216
STA SLU 6	3027	79	32068	-23709	-27216
SIS SLU 7	4757	557	20663	-5115	-15884
SIS SLU 8	2731	1856	20663	-13307	-10709
SIS SLU 9	2731	557	21355	-13976	-16490
SIS SLU 10	4757	557	20125	-4490	-15365
SIS SLU 11	2731	1856	20125	-12683	-10190
SIS SLU 12	2731	557	19559	-11895	-14759



Tab. 5 - Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU

6.2 Reazioni di base Pila

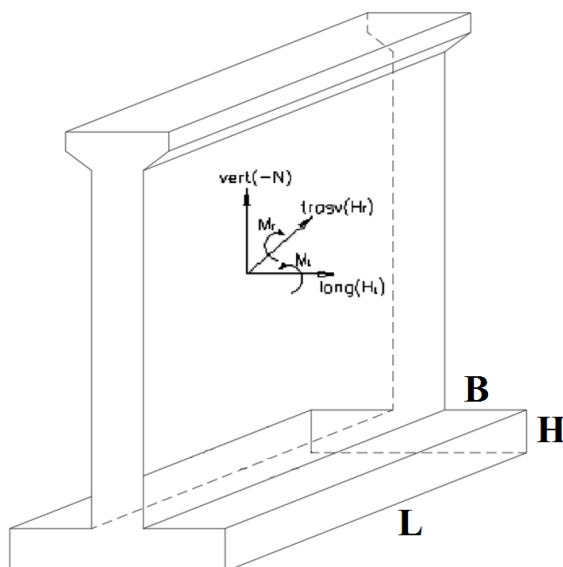


Figura 3 - Schema pila e convenzione dei segni

ST22

B= 4,00 [m]
 L= 27,00 [m]
 H= 1,00 [m]
 gamma 25 kN/mc

	H_L	H_T	N	M_T	M_L
comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
STA SLU 1	0	0	5898	0	0
STA SLU 2	0	0	15821	0	0
STA SLU 3	0	185	19196	0	5050
STA SLU 4	0	308	18352	0	4456
SIS SLU 6	687	206	12488	5915	1108
SIS SLU 7	206	687	12488	1775	3695
SIS SLU 8	206	206	12647	1775	1108

Tab. 6 - Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU

6.3 Verifica Spalla

Si riporta di seguito la verifica della fondazione della spalla nella combinazione peggiore sia a carico limite sia a scorrimento (SIS SLU 10): **tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

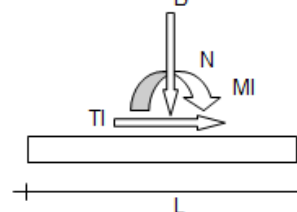
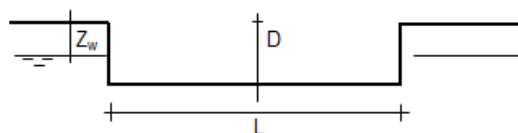
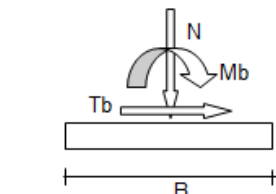
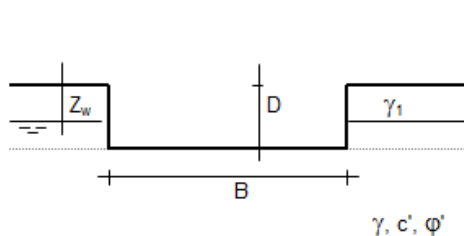
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

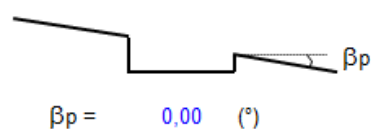
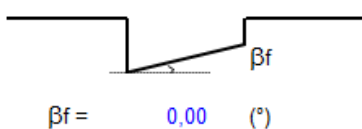
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00	
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00	
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10	
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	
Tensioni Ammissibili			○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista			⊙	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

$B = 7,00$ (m)
 $L = 28,44$ (m)
 $D = 1,00$ (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	20125	0.00	20125.00
Mb [kNm]	-4490	0.00	-4490.00
MI [kNm]	-15365	0.00	-15365.00
Tb [kN]	4757	0.00	4757.00
TI [kN]	557	0.00	557.00
H [kN]	4789.50	0.00	4789.50

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 6.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 31.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 6.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 31.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100.00$ (m)

$e_B = -0.22$ (m)

$e_L = -0.76$ (m)

$B^* = 7.45$ (m)

$L^* = 29.97$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 20.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 20.63$

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

$N_c = 32.67$

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

$N_\gamma = 25.99$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.16$$

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

$$s_q = 1.15$$

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

$$s_\gamma = 0.90$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.80 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 83.32 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.20 \quad m = 1.79 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

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

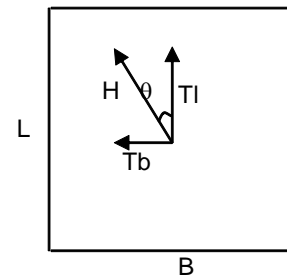
$$i_q = 0.65$$

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

$$i_c = 0.63$$

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

$$i_\gamma = 0.51$$



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

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

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

$$d_q = 1.04$$

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

$$d_c = 1.04$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1357.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 90.19 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 590.1 \geq q = 90.19 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$Hd = 4789.50 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$Sd = 13431.16 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$Sd / \gamma_R = 12210.15 \geq Hd = 4789.50 \quad (\text{kN})$$

6.4 Verifica Pila

Si riporta di seguito la verifica della fondazione della pila nella combinazione peggiore sia a carico limite sia a scorrimento (SIS SLU 6): **tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

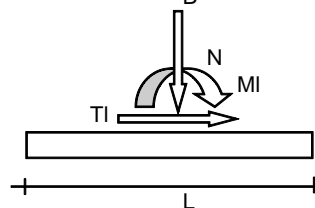
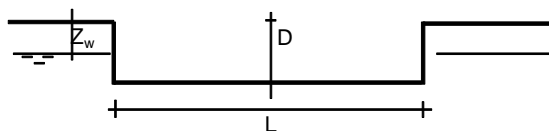
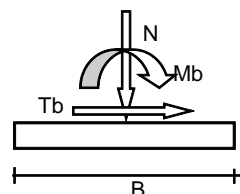
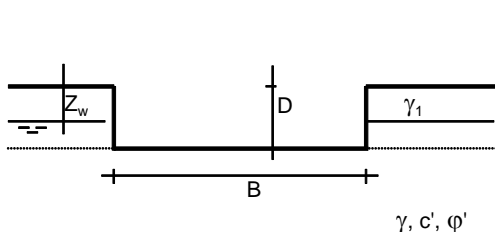
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

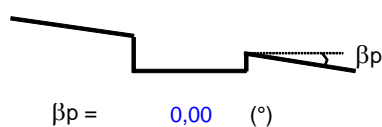
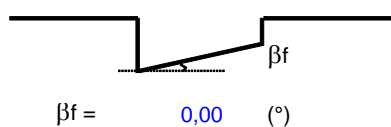
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili		○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista		●	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 4,00 (m)
 L = 27,00 (m)
 D = 1,00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	12488	0.00	12488.00
Mb [kNm]	5915	0.00	5915.00
MI [kNm]	1108	0.00	1108.00
Tb [kN]	687	0.00	687.00
TI [kN]	206	0.00	206.00
H [kN]	717.22	0.00	717.22

Peso unità di volume del terreno

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 6.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 31.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 6.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 31.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100.00$ (m)

$e_B = 0.47$ (m)

$e_L = 0.09$ (m)

$B^* = 3.05$ (m)

$L^* = 26.82$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 20.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$Nq = 20.63$

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

$Nc = 32.67$

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

$N\gamma = 25.99$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.07$$

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

$$s_q = 1.07$$

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

$$s_\gamma = 0.95$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.90 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 73.31 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.10 \quad m = 1.83 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

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

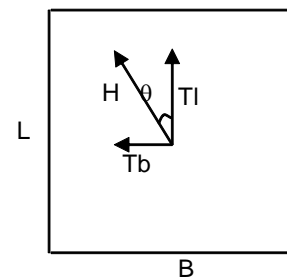
$$i_q = 0.90$$

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

$$i_c = 0.90$$

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

$$i_\gamma = 0.85$$



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

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

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

$$d_q = 1.09$$

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

$$d_c = 1.10$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1289.71 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 152.51 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 560.74 \geq q = 152.51 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$Hd = 717.22 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$Sd = 7994.83 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$Sd / \gamma_R = 7268.03 \geq Hd = 717.22 \quad (\text{kN})$$

6.5 Calcolo dei cedimenti Spalla

Si riportano di seguito i risultati in termini di cedimento calcolati con l'ausilio del software CARL12 di "AZTEC INFORMATICA".

Il cedimento massimo della Spalla è pari a 1.31 cm, la cui aliquota maggiore è dovuta ai carichi permanenti (peso proprio della spalla e dell'impalcato; tale cedimento può essere recuperato in fase di costruzione.

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione della fondazione

Forma Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)

X Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]

Y Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]

B Base/Diametro della fondazione espressa in [m]

L Lunghezza della fondazione espressa in [m]

D Profondità del piano di posa in [m]

α Inclinazione del piano di posa espressa in [°]

ω Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X [m]	Y [m]	B [m]	L [m]	D [m]	α [°]	ω [°]
Fondazione	(R)	0,00	0,00	7,00	28,44	0,00	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_{sat} Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]

φ Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi

δ Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi

c Coesione del terreno espressa in [kPa]

ca Adesione del terreno espressa in [kPa]

Descr	γ [kN/mc]	γ _{sat} [kN/mc]	φ [°]	δ [°]	c [kPa]	ca [kPa]
T1a	19,000	19,000	20.00	0.00	10,0	0,0
T1b	19,000	19,000	25.00	0.00	1,0	0,0
T2a	19,500	19,500	30.00	0.00	10,0	0,0
T2b	19,000	19,000	22.00	0.00	1,0	0,0
R1 [MA]	20,000	20,000	30.00	0.00	317,5	0,0
R1 [A]	20,000	20,000	31.00	0.00	6,0	0,0
R1 [NA]	22,000	22,000	34.00	0.00	1350,0	0,0

Caratteristiche di deformabilità

Simbologia adottata

Descr Descrizione terreno

E Modulo di Young espresso in [kPa]

Descrizione	E	v
	[kPa]	
T1a	20000	0.330
T1b	20000	0.330
T2a	20000	0.330
T2b	10000	0.330
R1 [MA]	375000	0.330
R1 [A]	20000	0.333
R1 [NA]	2500000	0.333

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

<i>n°</i>	Identificativo strato
<i>Z1</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
<i>Z2</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
<i>Z3</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1: X = 0,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 2: X = 3,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 3: X = 0,0 [m] Y = 3,0 [m]

n°	Z1	Z2	Z3	Terreno
	[m]	[m]	[m]	
1	-0,3	-0,3	-0,3	R1 [MA]
2	-2,4	-2,4	-2,4	R1 [A]
3	-4,8	-4,8	-4,8	R1 [MA]
4	-5,4	-5,4	-5,4	R1 [A]
5	-15,6	-15,6	-15,6	R1 [MA]

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [kN]
<i>Mx</i>	Momento in direzione X espressa in [kNm]
<i>My</i>	Momento in direzione Y espressa in [kNm]
<i>ex</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>ey</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [kN]

Condizione n° 1 - Condizione n° 1 - PERMANENTE

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	23754,000	-20440,000	-17585,000	-0,7	0,9	90,0	0,000

Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - PERMANENTE

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	23379,000	-20440,000	-18188,000	-0,8	0,9	90,0	0,000

Condizione n° 3 - Condizione n° 3 - PERMANENTE

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	23379,000	-20221,000	-18220,000	-0,8	0,9	90,0	0,000

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

- γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 SLER

Nome	γ	ψ
Condizione n° 2	1.00	1.00

Opzioni di calcolo

Analisi in condizioni drenate

Cedimenti

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito con il **metodo Elastico**.

Per il calcolo dei cedimenti, è stata impostata un'altezza dello strato compressibile legato alla percentuale tensionale.

In particolare la percentuale impostata è: 0,05 (%)

Risultati

Cedimenti

Cedimento complessivo

Simbologia adottata

- cmb* Identificativo della combinazione
w_i Cedimento elastico espresso in [cm]
w_{imp} Cedimento elastico ad espansione laterale impedita espresso in [cm]
H Spessore strato compressibile espresso in [m]
X coordinata X punto di calcolo cedimento espressa in [m]
Y coordinata Y punto di calcolo cedimento espressa in [m]

Fondazione

cmb	w _i	w _{imp}	H	X	Y
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[m]
1	1,31	1,24	20,00	-0,78	-0,87

Cedimento dei singoli strati

Simbologia adottata

- Strato* Identificativo dello strato
Terreno Terreno dello strato
 ΔH Spessore dello strato espresso in [m]
 Δw_i Cedimento elastico espresso in [cm]
 Δw_{imp} Cedimento elastico ad espansione laterale impedita espresso in [cm]

Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)

Strato	Terreno	ΔH [m]	Δw_i [cm]	ΔW_{imp} [cm]
1	R1 [MA]	0,30	-0,0011	0,0074
2	R1 [A]	2,10	0,8940	0,9131
3	R1 [MA]	2,40	0,0541	0,0442
4	R1 [A]	0,60	0,2181	0,1670
5	R1 [MA]	14,60	0,1486	0,1062
		20,00	1,3137	1,2379

Dettagli sui cedimenti dei singoli strati

Simbologia adottata

- n° numero d'ordine dell'i-esimo strato
 z quota media dell'i-esimo strato espresso in [m]
 ΔH spessore dello strato i-esimo espresso in [cm]
 $\Delta \sigma_v$ incremento di tensione verticale dell'i-esimo strato espresso in [kPa]
 E modulo elastico dell'i-esimo strato espresso in [kPa]
 Δw cedimento dell'i-esimo strato espresso in [cm]

Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)

n°	z [m]	ΔH [cm]	$\Delta \sigma_v$ [kPa]	E [kPa]	Δw [cm]
1	-0,01	0,03	138	375000	-0,0001
2	-0,04	0,03	138	375000	-0,0002
3	-0,07	0,03	137	375000	-0,0003
4	-0,10	0,03	137	375000	-0,0003
5	-0,14	0,03	137	375000	-0,0003
6	-0,17	0,03	137	375000	-0,0002
7	-0,20	0,03	137	375000	-0,0001
8	-0,23	0,03	137	375000	0,0000
9	-0,26	0,03	136	375000	0,0002
10	-0,29	0,03	136	375000	0,0003
11	-0,40	0,21	136	20000	0,0661
12	-0,61	0,21	136	20000	0,0826
13	-0,82	0,21	135	20000	0,0864
14	-1,03	0,21	134	20000	0,0891
15	-1,24	0,21	132	20000	0,0917
16	-1,45	0,21	131	20000	0,0938
17	-1,66	0,21	129	20000	0,0953
18	-1,87	0,21	126	20000	0,0962
19	-2,08	0,21	123	20000	0,0965
20	-2,29	0,21	121	20000	0,0963
21	-2,52	0,24	118	375000	0,0059
22	-2,76	0,24	114	375000	0,0058
23	-3,00	0,24	111	375000	0,0057
24	-3,24	0,24	107	375000	0,0056
25	-3,48	0,24	104	375000	0,0055
26	-3,72	0,24	100	375000	0,0054
27	-3,96	0,24	97	375000	0,0053
28	-4,20	0,24	94	375000	0,0051
29	-4,44	0,24	91	375000	0,0050
30	-4,68	0,24	88	375000	0,0049
31	-4,83	0,06	86	20000	0,0224
32	-4,89	0,06	86	20000	0,0223
33	-4,95	0,06	85	20000	0,0222
34	-5,01	0,06	84	20000	0,0220
35	-5,07	0,06	84	20000	0,0219
36	-5,13	0,06	83	20000	0,0217
37	-5,19	0,06	82	20000	0,0216
38	-5,25	0,06	82	20000	0,0215
39	-5,31	0,06	81	20000	0,0213
40	-5,37	0,06	80	20000	0,0212
41	-6,13	1,46	73	375000	0,0254
42	-7,59	1,46	61	375000	0,0218
43	-9,05	1,46	52	375000	0,0189
44	-10,51	1,46	45	375000	0,0165
45	-11,97	1,46	39	375000	0,0145
46	-13,43	1,46	34	375000	0,0128
47	-14,89	1,46	30	375000	0,0114
48	-16,35	1,46	26	375000	0,0101

n°	z	ΔH	$\Delta\sigma_v$	E	Δw
	[m]	[cm]	[kPa]	[kPa]	[cm]
49	-17,81	1,46	23	375000	0,0091
50	-19,27	1,46	21	375000	0,0081
		20,00			1,3137 - 1,2379

6.6 Calcolo dei cedimenti Pila

Si riportano di seguito i risultati in termini di cedimento calcolati con l'ausilio del software CARL12 di "AZTEC INFORMATICA".

Il cedimento massimo della Pila è pari a 1.15 cm, la cui aliquota maggiore è dovuta ai carichi permanenti (peso proprio della spalla e dell'impalcato; tale cedimento può essere recuperato in fase di costruzione.

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione della fondazione

Forma Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)

X Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]

Y Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]

B Base/Diametro della fondazione espressa in [m]

L Lunghezza della fondazione espressa in [m]

D Profondità del piano di posa in [m]

α Inclinazione del piano di posa espressa in [°]

ω Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]
Fondazione	(R)	0,00	0,00	4,00	27,00	0,00	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_{sat} Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]

ϕ Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi

δ Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi

c Coesione del terreno espressa in [kPa]

ca Adesione del terreno espressa in [kPa]

Descr	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
	[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
T1a	19,000	19,000	20.00	0.00	10,0	0,0
T1b	19,000	19,000	25.00	0.00	1,0	0,0
T2a	19,500	19,500	30.00	0.00	10,0	0,0
T2b	19,000	19,000	22.00	0.00	1,0	0,0
R1 [MA]	20,000	20,000	30.00	0.00	317,5	0,0
R1 [A]	20,000	20,000	31.00	0.00	6,0	0,0
R1 [NA]	22,000	22,000	34.00	0.00	1350,0	0,0

Caratteristiche di deformabilità

Simbologia adottata

Descr Descrizione terreno
E Modulo di Young espresso in [kPa]

Descrizione	E	v
	[kPa]	
T1a	20000	0.330
T1b	20000	0.330
T2a	20000	0.330
T2b	10000	0.330
R1 [MA]	375000	0.330
R1 [A]	20000	0.333
R1 [NA]	2500000	0.333

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n° Identificativo strato
Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
Terreno Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1: X = 0,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 2: X = 3,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 3: X = 0,0 [m] Y = 3,0 [m]

n°	Z1	Z2	Z3	Terreno
	[m]	[m]	[m]	
1	-0,3	-0,3	-0,3	R1 [MA]
2	-2,4	-2,4	-2,4	R1 [A]
3	-4,8	-4,8	-4,8	R1 [MA]
4	-5,4	-5,4	-5,4	R1 [A]
5	-15,6	-15,6	-15,6	R1 [MA]

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

Fondazione Nome identificativo della fondazione
N Sforzo normale totale espressa in [kN]
Mx Momento in direzione X espressa in [kNm]
My Momento in direzione Y espresso in [kNm]
ex Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
ey Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
β Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
T Forza di taglio espressa in [kN]

Condizione n° 1 - Condizione n° 1 - PERMANENTE

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	15307,000	6444,000	0,000	0,0	-0,4	90,0	0,000

Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - PERMANENTE

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	14732,000	5019,000	1297,000	0,1	-0,3	90,0	0,000

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 SLER

Nome	γ	ψ
Condizione n° 2	1.00	1.00

Opzioni di calcolo

Analisi in condizioni drenate

Cedimenti

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito con il **metodo Elastico**.

Per il calcolo dei cedimenti, è stata impostata un'altezza dello strato compressibile legato alla percentuale tensionale.

In particolare la percentuale impostata è: 0,05 (%)

Risultati

Cedimenti

Cedimento complessivo

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione

w_i Cedimento elastico espresso in [cm]

w_{imp} Cedimento elastico ad espansione laterale impedita espresso in [cm]

H Spessore strato compressibile espresso in [m]

X coordinata X punto di calcolo cedimento espressa in [m]

Y coordinata Y punto di calcolo cedimento espressa in [m]

Fondazione

cmb	w _i	w _{imp}	H	X	Y
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[m]
1	1,15	1,10	16,80	0,09	0,34

Cedimento dei singoli strati

Simbologia adottata

<i>Strato</i>	Identificativo dello strato
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato
ΔH	Spessore dello strato espresso in [m]
Δw_i	Cedimento elastico espresso in [cm]
Δw_{imp}	Cedimento elastico ad espansione laterale impedita espresso in [cm]

Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)

Strato	Terreno	ΔH [m]	Δw_i [cm]	Δw_{imp} [cm]
1	R1 [MA]	0,30	-0,0019	0,0074
2	R1 [A]	2,10	0,8465	0,8690
3	R1 [MA]	2,40	0,0454	0,0354
4	R1 [A]	0,60	0,1661	0,1237
5	R1 [MA]	11,40	0,0900	0,0641
		16,80	1,1462	1,0996

Dettagli sui cedimenti dei singoli strati

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dell'i-esimo strato
z	quota media dell'i-esimo strato espresso in [m]
ΔH	spessore dello strato i-esimo espresso in [cm]
$\Delta \sigma_v$	incremento di tensione verticale dell'i-esimo strato espresso in [kPa]
E	modulo elastico dell'i-esimo strato espresso in [kPa]
Δw	cedimento dell'i-esimo strato espresso in [cm]

Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)

n°	z [m]	ΔH [cm]	$\Delta \sigma_v$ [kPa]	E [kPa]	Δw [cm]
1	-0,01	0,03	138	375000	-0,0001
2	-0,04	0,03	137	375000	-0,0002
3	-0,07	0,03	137	375000	-0,0002
4	-0,10	0,03	137	375000	-0,0003
5	-0,14	0,03	137	375000	-0,0003
6	-0,17	0,03	137	375000	-0,0003
7	-0,20	0,03	137	375000	-0,0002
8	-0,23	0,03	137	375000	-0,0002
9	-0,26	0,03	137	375000	-0,0001
10	-0,29	0,03	137	375000	0,0000
11	-0,40	0,21	137	20000	0,0312
12	-0,61	0,21	136	20000	0,0685
13	-0,82	0,21	134	20000	0,0852
14	-1,03	0,21	131	20000	0,0928
15	-1,24	0,21	128	20000	0,0961
16	-1,45	0,21	124	20000	0,0971
17	-1,66	0,21	119	20000	0,0966
18	-1,87	0,21	115	20000	0,0952
19	-2,08	0,21	110	20000	0,0931
20	-2,29	0,21	106	20000	0,0907
21	-2,52	0,24	101	375000	0,0054
22	-2,76	0,24	96	375000	0,0052
23	-3,00	0,24	91	375000	0,0050
24	-3,24	0,24	87	375000	0,0048
25	-3,48	0,24	83	375000	0,0046
26	-3,72	0,24	79	375000	0,0044
27	-3,96	0,24	76	375000	0,0042
28	-4,20	0,24	72	375000	0,0041
29	-4,44	0,24	69	375000	0,0039
30	-4,68	0,24	66	375000	0,0038
31	-4,83	0,06	65	20000	0,0173
32	-4,89	0,06	64	20000	0,0171

n°	z	ΔH	$\Delta\sigma_v$	E	Δw
	[m]	[cm]	[kPa]	[kPa]	[cm]
33	-4,95	0,06	63	20000	0,0170
34	-5,01	0,06	63	20000	0,0168
35	-5,07	0,06	62	20000	0,0167
36	-5,13	0,06	61	20000	0,0165
37	-5,19	0,06	61	20000	0,0164
38	-5,25	0,06	60	20000	0,0162
39	-5,31	0,06	60	20000	0,0161
40	-5,37	0,06	59	20000	0,0160
41	-5,97	1,14	54	375000	0,0149
42	-7,11	1,14	46	375000	0,0128
43	-8,25	1,14	39	375000	0,0112
44	-9,39	1,14	34	375000	0,0099
45	-10,53	1,14	30	375000	0,0088
46	-11,67	1,14	27	375000	0,0079
47	-12,81	1,14	24	375000	0,0071
48	-13,95	1,14	21	375000	0,0064
49	-15,09	1,14	19	375000	0,0058
50	-16,23	1,14	18	375000	0,0053
		16,80			1,1462 - 1,0996