

**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

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

ATTIVITA' DI SUPPORTO

RTP:

Lombardi Ingegneria S.r.L. - Strutture
TechProject S.r.L. - Geotecnica
- Impianti

08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI

Cavalcavia ferroviario Maglie Muro Leccese (Comune di Maglie) - fuori asse

OM 03 - (Altezza dello svincolo n°5) - al km 5+200,00

Relazione di calcolo geotecnica

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. N. PROG.	T00_OM03_GET_RE02_D.pdf			
L0503A	D 1701	CODICE ELAB.	T00OM03GETRE02	D	Varie
D	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
		Marzo 2022			
C	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Gennaio 2019			
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Ottobre 2018			
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Giugno 2018			
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

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 della spalla	21
6.6 Calcolo dei cedimenti della pila	27

1. PREMESSA

Nel presente elaborato sono riportati i criteri progettuali seguiti per il dimensionamento delle strutture dell'opera OM03 (altezza dello svincolo n.5) 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.

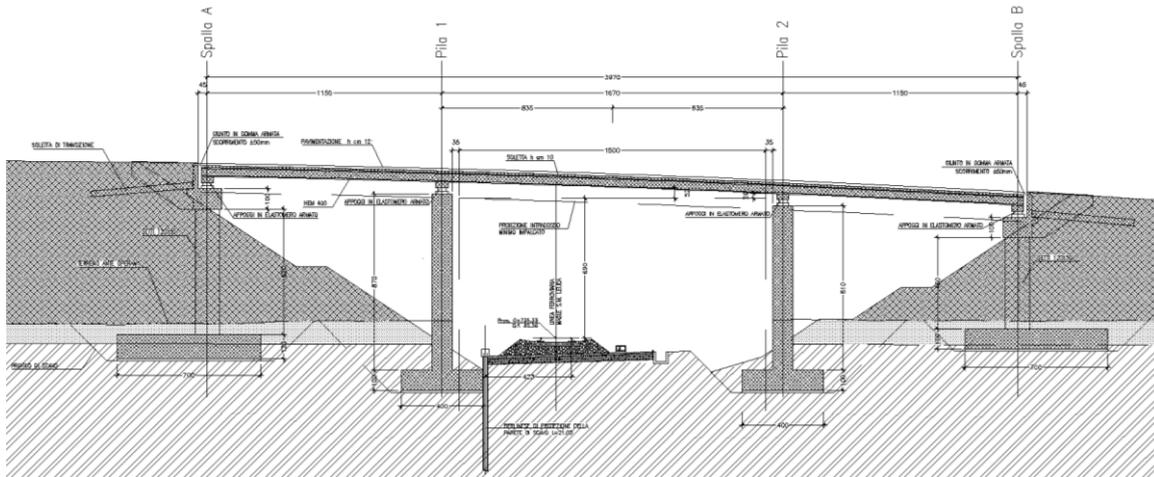


Figura 1-1: Prospetto longitudinale OM03

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:	OM3
pk:	5+200,00
tipo di fondazione:	superficiale
quota imposta fondazioni [m]:	79,8 ÷ 81,4
rif. sondaggio:	SML07

STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO			
Unità Geotecnica	Quota iniziale [m]	Quota finale [m]	ΔH [m]
T1a - Terreno di riporto	85,15	84,85	0,30
T1b - Coperture eluviali e colluviali	84,85	84,55	0,30
R1 (A) - Calcareniti molto alterate	84,55	81,05	3,50
R1 (NA) - Calcareniti non alterate	81,05	75,15	5,90

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 OM03 **si considera un terreno di fondazione costituito dall'unità geotecnica R1 (NA)** (calcareniti non alterate). Operativamente nei calcoli si assumono i seguenti parametri caratteristici:

- peso di volume: $\gamma = 22.0 \text{ kN/m}^3$
- coesione: $c' = 1350.0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio: $\phi' = 34.0^\circ$

Circa il modulo elastico, dal riesame della geotecnica generale, risulta lecito assumere come modulo E il valore di 2500MPa.

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_OM03_STR_RE01_A e T00_OM03_STR_RE02_A.

6.1 Reazioni di base Spalla

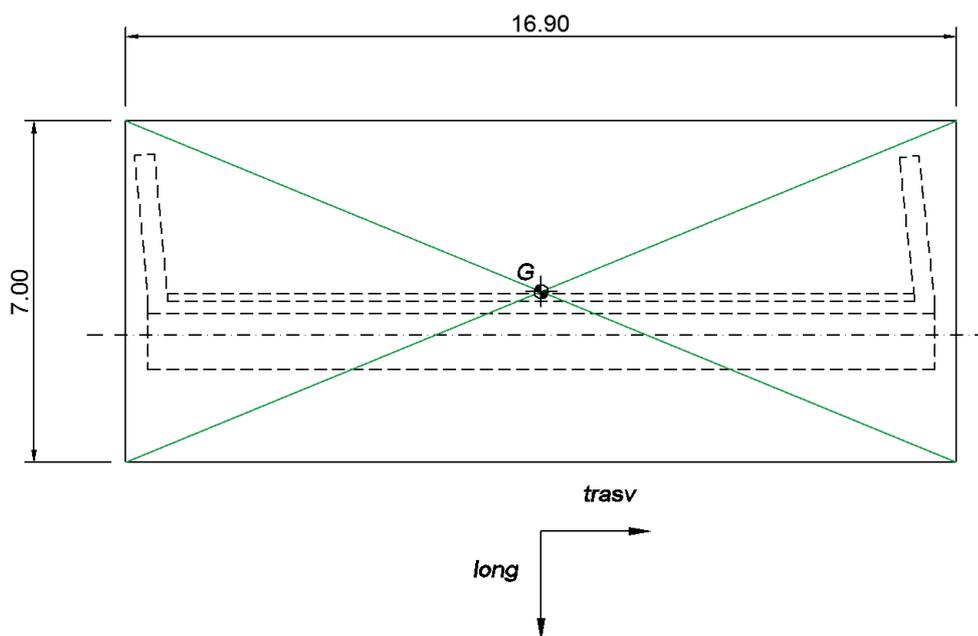
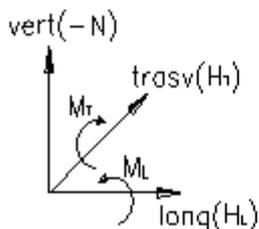


Figura 2 - Planimetria spalla

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU

Comb.	HL [kN]	HT [kN]	N [kN]	MT(G) [kNxm]	ML(G) [kNxm]
STA SLU 1	2057	0	26361	-9716	0
STA SLU 2	2417	0	28521	-4928	0
STA SLU 3	2644	135	30476	-3049	1325
STA SLU 4	2695	135	30004	-2692	1325
STA SLU 5	2551	225	30004	-3830	2209
STA SLU 6	2428	0	30476	-4756	0
SIS SLU 7	4893	1429	21380	15518	11306
SIS SLU 8	2535	4763	21380	549	37687
SIS SLU 9	2535	1429	21972	294	11306
SIS SLU 10	4893	1429	20911	15771	11306
SIS SLU 11	2535	4763	20911	802	37687
SIS SLU 12	2535	1429	20409	1138	11306



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

6.2 Reazioni di base Pila

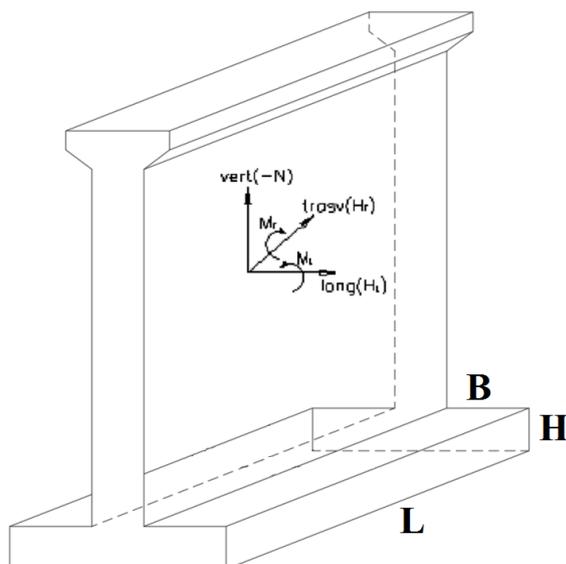
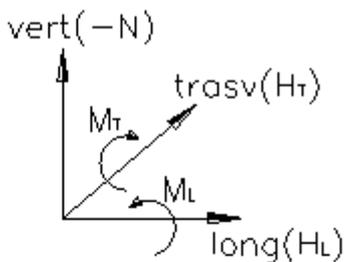


Figura 3 - Schema pila e convenzione dei segni

B =	4	[m]
L =	16	[m]
H =	1	[m]
γ =	25	[kN/m ³]



SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLU

Comb.	HL	HT	N	MT	ML
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	0	0	6748	0	0
STA SLU 2	0	0	15143	356	3498
STA SLU 3	11	33	17762	1088	9485
STA SLU 4	18	55	17107	1010	8268
STA SLU 5	130	643	17107	2190	12283
SIS SLU 6	901	3728	11345	8838	28788
SIS SLU 7	407	1864	11345	4090	15842
SIS SLU 8	302	1290	11643	3125	11694

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 7): **tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

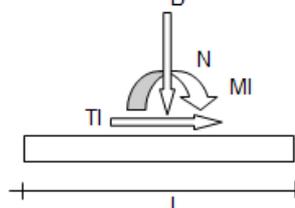
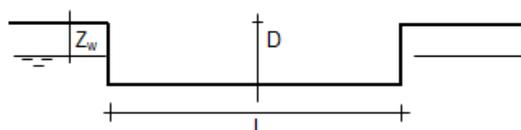
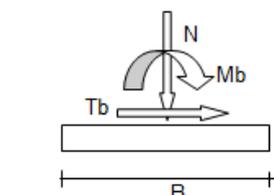
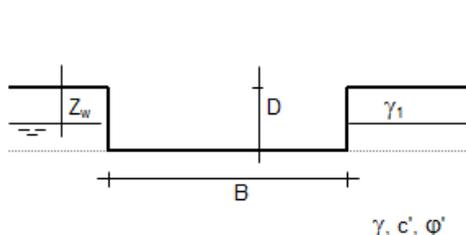
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

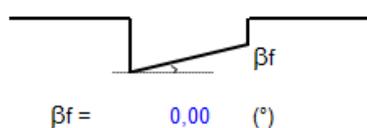
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

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

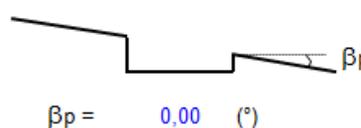


(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 7,00 (m)
 L = 16,90 (m)
 D = 1,00 (m)



$\beta_f = 0,00$ (°)



$\beta_p = 0,00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	21380	0,00	21379,99
Mb [kNm]	15518	0,00	15518,28
MI [kNm]	11306	0,00	11306,23
Tb [kN]	4893	0,00	4893,44
TI [kN]	1429	0,00	1428,77
H [kN]	5097,75	0,00	5097,75

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 22,00$ (kN/mc)

$\gamma = 22,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 1350,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 34,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 1350,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 34,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100,00$ (m)

$e_B = 0,73$ (m)

$e_L = 0,53$ (m)

$B^* = 5,55$ (m)

$L^* = 15,84$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 22,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 22,00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 29,44$

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

$N_c = 42,16$

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

$N_\gamma = 41,06$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,24$$

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

$$s_q = 1,24$$

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

$$s_\gamma = 0,86$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,74 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 73,72 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,26 \quad m = 1,70 \quad (-)$$

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

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

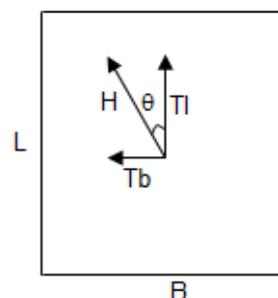
$$i_q = 0,96$$

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

$$i_c = 0,95$$

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

$$i_\gamma = 0,93$$



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

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

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

$$d_q = 1,05$$

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

$$d_c = 1,05$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

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

$$b_q = \quad 1,00$$

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

$$b_c = \quad 1,00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = \quad 1,00$$

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

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

$$g_q = \quad 1,00$$

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

$$g_c = \quad 1,00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = \quad 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \quad 73761,27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \quad 243,23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \quad 32070,12 \quad \geq \quad q = \quad 243,23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = \quad 5097,75 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = \quad 133084,24 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = \quad 120985,7 \quad \geq \quad H_d = \quad 5097,75 \quad (\text{kN})$$

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 ($e_B = Mb/N$)

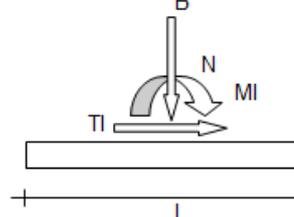
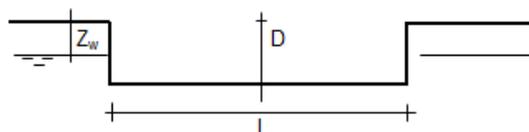
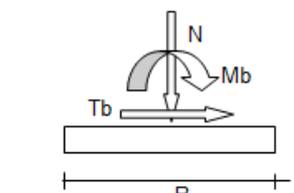
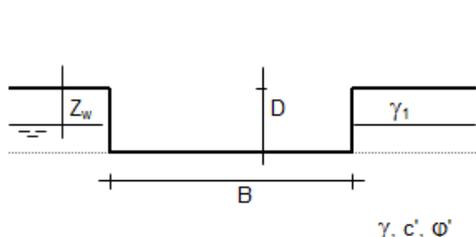
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

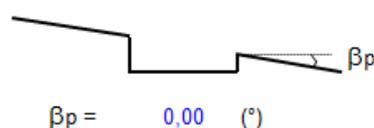
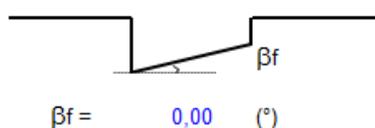
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	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 = 16,00 (m)
 D = 1,00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	11345	0,00	11344,87
Mb [kNm]	8838	0,00	8837,89
MI [kNm]	28788	0,00	28787,62
Tb [kN]	901	0,00	900,74
TI [kN]	3728	0,00	3727,54
H [kN]	3834,82	0,00	3834,82

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 22,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 22,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 1350,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 34,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 1350,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 34,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100,00$ (m)

$e_B = 0,78$ (m)
 $e_L = 2,54$ (m)

$B^* = 2,44$ (m)
 $L^* = 10,92$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 22,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 22,00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 29,44$

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

$N_c = 42,16$

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

$N_\gamma = 41,06$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,16$$

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

$$s_q = 1,15$$

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

$$s_\gamma = 0,91$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,82 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 13,58 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,18 \quad m = 1,22 \quad (-)$$

$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$ ($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

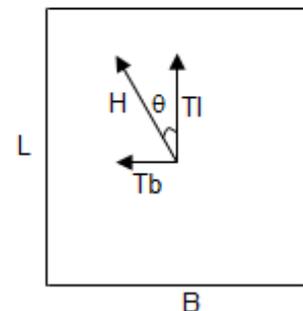
$$i_q = 0,93$$

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

$$i_c = 0,93$$

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

$$i_\gamma = 0,87$$



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

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

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

$$d_q = 1,11$$

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

$$d_c = 1,11$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

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

$$b_q = \quad 1,00$$

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

$$b_c = \quad 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \quad 1,00$$

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

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

$$g_q = \quad 1,00$$

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

$$g_c = \quad 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \quad 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \quad 69336,54 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \quad 425,25 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \quad 30146,32 \quad \geq \quad q = \quad 425,25 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = \quad 3834,82 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = \quad 43668,05 \quad (\text{kN})$$

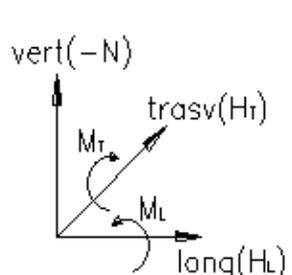
Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = \quad 39698,23 \quad \geq \quad H_d = \quad 3834,82 \quad (\text{kN})$$

6.5 Calcolo dei cedimenti della spalla

Si riportano di seguito le sollecitazioni agli SLE alla base della spalla più sollecitata.

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



	HL	HT	N	MT(G)	ML(G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	1524	0	19526	-7197	0
STA SLE 2	1764	0	21126	-3861	0
STA SLE 3	1942	90	22575	-2385	883
STA SLE 4	1970	90	22225	-2205	883
STA SLE 5	1874	150	22225	-2963	1472
STA SLE 6	1798	0	22575	-3523	0

A seguire si riportano i risultati in termini di cedimento calcolati con l'ausilio del software CARL12 di "AZTEC INFORMATICA".

Il cedimento massimo della Spalla è pari a 0.06 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	7,00	16,90	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	30.00	0.00	6,0	0,0
T2a	19,500	19,500	30.00	0.00	5,0	0,0
T2b	19,000	19,000	26.00	0.00	10,0	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 [kPa]	ν
T1a	15000	0.330
T1b	15000	0.330
T2a	15000	0.330
T2b	10000	0.330
R1 [MA]	375000	0.330
R1 [A]	15000	0.330
R1 [NA]	2500000	0.330

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	-4,7	-4,7	-4,7	R1 [NA]

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_r	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaassiale delle rocce

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

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		Statici		Sismici	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniaassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali γ_r per le verifiche geotecniche:

		R1	R2	R3
Capacità portante	γ_r	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	γ_r	1.00	1.10	1.10

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>M_x</i>	Momento in direzione X espressa in [kNm]
<i>M_y</i>	Momento in direzione Y espresso in [kNm]
<i>e_x</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>e_y</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	M _x	M _y	e _x	e _y	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	22575,000	0,000	-3523,000	-0,2	0,0	90,0	0,000

Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - PERMANENTE

Fondazione	N	M _x	M _y	e _x	e _y	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	22575,000	883,000	-2385,000	-0,1	0,0	90,0	0,000

Condizione n° 3 - Condizione n° 3 - PERMANENTE

Fondazione	N	M _x	M _y	e _x	e _y	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Fondazione	19526,000	0,000	-7197,000	-0,4	0,0	90,0	0,000

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

<i>γ</i>	Coefficiente di partecipazione della condizione
<i>ψ</i>	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

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

Fondazione

cmb	w_i [cm]	w_{imp} [cm]	H [m]	X [m]	Y [m]
1	0,06	0,05	20,40	-0,11	0,04

Cedimento dei singoli strati

Simbologia adottata

<i>Strato</i>	Identificativo dello strato
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato
<i>ΔH</i>	Spessore dello strato espresso in [m]
<i>Δw_i</i>	Cedimento elastico espresso in [cm]
<i>Δw_{imp}</i>	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 [NA]	20,40	0,0579	0,0459
		20,40	0,0579	0,0459

Dettagli sui cedimenti dei singoli strati

Simbologia adottata

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

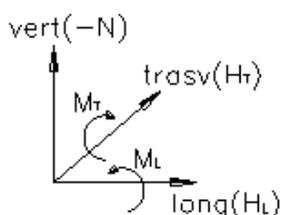
Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)

n°	z	ΔH	$\Delta\sigma_v$	E	Δw
	[m]	[cm]	[kPa]	[kPa]	[cm]
1	-0,51	1,02	191	2500000	0,0042
2	-1,53	1,02	186	2500000	0,0052
3	-2,55	1,02	172	2500000	0,0055
4	-3,57	1,02	153	2500000	0,0053
5	-4,59	1,02	134	2500000	0,0048
6	-5,61	1,02	117	2500000	0,0044
7	-6,63	1,02	102	2500000	0,0039
8	-7,65	1,02	88	2500000	0,0034
9	-8,67	1,02	77	2500000	0,0030
10	-9,69	1,02	68	2500000	0,0027
11	-10,71	1,02	60	2500000	0,0024
12	-11,73	1,02	53	2500000	0,0021
13	-12,75	1,02	47	2500000	0,0019
14	-13,77	1,02	42	2500000	0,0017
15	-14,79	1,02	38	2500000	0,0015
16	-15,81	1,02	34	2500000	0,0014
17	-16,83	1,02	31	2500000	0,0013
18	-17,85	1,02	28	2500000	0,0012
19	-18,87	1,02	25	2500000	0,0011
20	-19,89	1,02	23	2500000	0,0010
		20,40			0,0579 - 0,0459

6.6 Calcolo dei cedimenti della pila

Si riportano di seguito le sollecitazioni agli SLE alla base della pila più sollecitata.

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLE



Comb.	H _L	H _T	N	M _T	M _L
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	0	0	4998	0	0
STA SLE 2	0	0	11217	264	2591
STA SLE 3	7	22	13157	798	7003
STA SLE 4	12	36	12672	734	6087
STA SLE 5	96	476	12672	1623	9099

A seguire si riportano i risultati in termini di cedimento calcolati con l'ausilio del software CARL12 di "AZTEC INFORMATICA".

Il cedimento massimo della Pila è pari a 0.04 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	16,00	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 [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	30.00	0.00	6,0	0,0
T2a	19,500	19,500	30.00	0.00	5,0	0,0
T2b	19,000	19,000	26.00	0.00	10,0	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 [kPa]	ν
T1a	15000	0.330
T1b	15000	0.330
T2a	15000	0.330
T2b	10000	0.330
R1 [MA]	375000	0.330
R1 [A]	15000	0.330
R1 [NA]	2500000	0.330

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	-4,7	-4,7	-4,7	R1 [NA]

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_r	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaassiale delle rocce

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

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		Statici		Sismici	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniaassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali γ_r per le verifiche geotecniche:

		R1	R2	R3
Capacità portante	γ_r	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	γ_r	1.00	1.10	1.10

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>M_x</i>	Momento in direzione X espressa in [kNm]
<i>M_y</i>	Momento in direzione Y espresso in [kNm]
<i>e_x</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>e_y</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 [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	e _x [m]	e _y [m]	β	T [kN]
Fondazione	13157,000	7003,000	798,000	0,1	-0,5	90,0	0,000

Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - PERMANENTE

Fondazione	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	e _x [m]	e _y [m]	β	T [kN]
Fondazione	12672,000	9099,000	1623,000	0,1	-0,7	90,0	0,000

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

<i>γ</i>	Coefficiente di partecipazione della condizione
<i>ψ</i>	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

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

Fondazione

cmb	w_i [cm]	w_{imp} [cm]	H [m]	X [m]	Y [m]
1	0,04	0,03	16,70	0,13	0,72

Cedimento dei singoli strati

Simbologia adottata

<i>Strato</i>	Identificativo dello strato
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato
<i>ΔH</i>	Spessore dello strato espresso in [m]
<i>Δw_i</i>	Cedimento elastico espresso in [cm]
<i>Δw_{imp}</i>	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 [NA]	16,70	0,0425	0,0335
		16,70	0,0425	0,0335

Dettagli sui cedimenti dei singoli strati

Simbologia adottata

<i>n°</i>	numero d'ordine dell'i-esimo strato
<i>z</i>	quota media dell'i-esimo strato espresso in [m]
<i>ΔH</i>	spessore dello strato i-esimo espresso in [cm]
<i>Δσ_v</i>	incremento di tensione verticale dell'i-esimo strato espresso in [kPa]
<i>E</i>	modulo elastico dell'i-esimo strato espresso in [kPa]
<i>Δw</i>	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	-0,42	0,83	204	2500000	0,0039
2	-1,25	0,83	190	2500000	0,0047
3	-2,09	0,83	164	2500000	0,0045
4	-2,92	0,83	137	2500000	0,0040
5	-3,76	0,83	115	2500000	0,0035
6	-4,59	0,83	97	2500000	0,0030
7	-5,43	0,83	83	2500000	0,0026
8	-6,26	0,83	72	2500000	0,0023
9	-7,10	0,83	62	2500000	0,0020
10	-7,93	0,83	55	2500000	0,0018
11	-8,77	0,83	48	2500000	0,0016
12	-9,60	0,83	43	2500000	0,0014
13	-10,44	0,83	38	2500000	0,0013
14	-11,27	0,83	34	2500000	0,0011
15	-12,11	0,83	31	2500000	0,0010
16	-12,94	0,83	28	2500000	0,0009
17	-13,78	0,83	25	2500000	0,0008
18	-14,61	0,83	23	2500000	0,0008
19	-15,45	0,83	21	2500000	0,0007
20	-16,28	0,83	19	2500000	0,0006
		16,70			0,0425 - 0,0335