

**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 PUGLIA E PROGETTI SPECIALI Ing. Nicola MARZI	
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO Ing. Vincenzo MARZI	

08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI
Sovrappasso accesso alla Zona Artig. Di Maglie Nord (Comune di Maglie)
ST 28 - al km 0+600
Relazione di calcolo geotecnica

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. L0503A D 1701	NOME FILE T00_ST28_GET_RE02_D.pdf CODICE ELAB. T00ST28GETRE02	REVISIONE D	SCALA: -		
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
D	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Marzo 2022			
C	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Gennaio 2019			
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Ottobre 2018			
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	27

1. PREMESSA

Nel presente elaborato sono riportati i criteri progettuali seguiti per il dimensionamento delle strutture del sovrappasso ST28 di accesso alla zona artigianale di Maglie Nord (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.

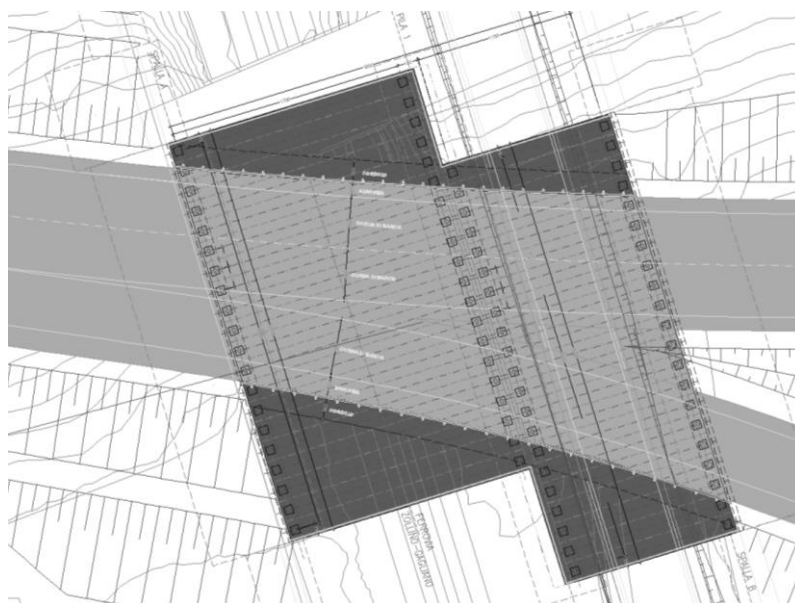


Figura 1 - Planimetria generale longitudinale ST28

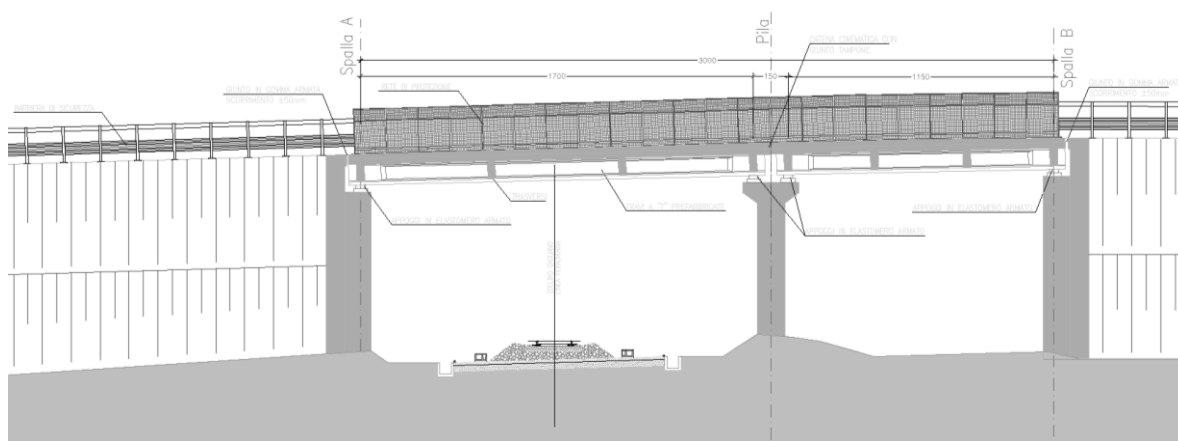


Figura 2 - Prospetto longitudinale ST28

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:	ST28
pk:	0+600,00
tipo di fondazione:	superficiale
quota imposta fondazioni [m]:	81 ÷ 82
rif. sondaggio:	SML03

STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO			
Unità Geotecnica	Quota iniziale [m]	Quota finale [m]	ΔH [m]
T1a - Terreno di riporto	84,20	83,70	0,50
T1b - Coperture eluviali e colluviali	83,70	82,30	1,40
T2a - Sabbie e sabbie limose	82,30	73,20	9,10
T2b - Limi argillosi sabbiosi	73,20	72,90	0,30
R1 (MA) - Calcareniti mediamente alterate	72,90	59,20	13,70

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 ST28 **si considera cautelativamente un terreno di fondazione costituito dall'unità geotecnica T2a** (sabbie e sabbie limose). Operativamente nei calcoli si assumono i seguenti parametri caratteristici:

- peso di volume: $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
- coesione: $c' = 5 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio: $\phi' = 30.0^\circ$

Circa il modulo elastico, dal riesame della geotecnica generale, risulta lecito assumere come modulo E il valore di 20MPa tuttavia cautelativamente i calcoli dei cedimenti sono stati eseguiti assumendo il valore medio di 15 MPa.

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_ST28_STR_RE01_A e T00_ST28_STR_RE02_A.

6.1 Reazioni di base Spalla

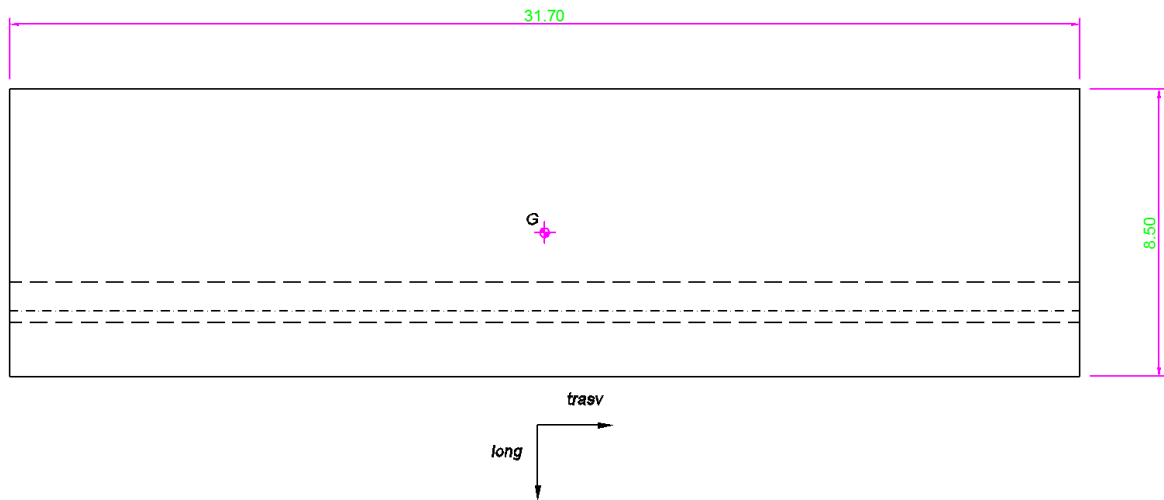
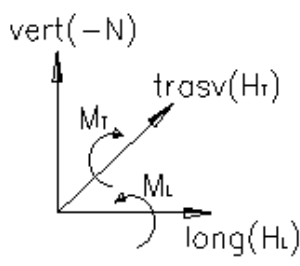


Figura 3 - Planimetria spalla

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU / SLV



Comb.	HL [kN]	HT [kN]	N [kN]	MT(G) [kNxm]	ML(G) [kNxm]
STA SLU 1	12697	0	63439	10232	0
STA SLU 2	12697	0	70047	24771	0
STA SLU 3	15194	90	72607	43629	1022
STA SLU 4	15121	90	72028	43876	1022
STA SLU 5	14569	150	72028	38829	1704
STA SLU 6	15194	150	72607	43629	1704
SIS SLU 7	17093	1422	52498	67553	9522
SIS SLU 8	11711	4742	52498	32977	31739
SIS SLU 9	11711	1422	53924	32532	9522
SIS SLU 10	17093	1422	51398	68205	9522
SIS SLU 11	11711	4742	51398	33628	31739
SIS SLU 12	11711	1422	50259	34704	9522

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

6.2 Reazioni di base Pila

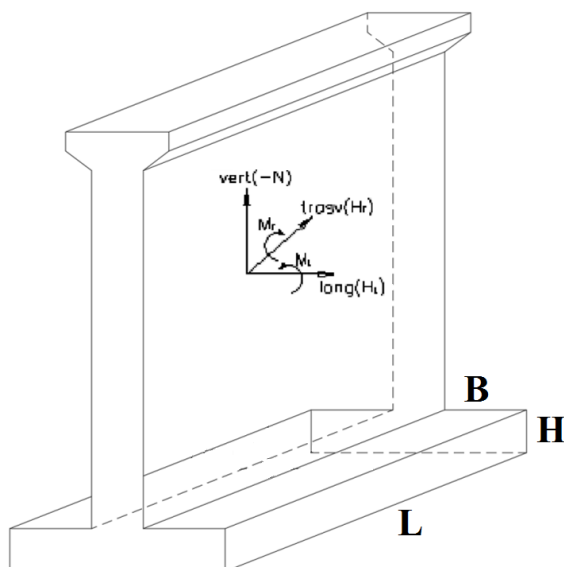
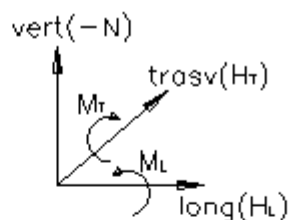


Figura 4 - Schema pila e convenzione dei segni

B =	5	[m]
L =	40,98	[m]
H =	1	[m]
γ =	25	[kN/m ³]



SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLU

Comb.	H_L	H_T	N	M_T	M_L
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	0	0	22596	0	0
STA SLU 2	0	0	35219	0	0
STA SLU 3	705	0	38459	8256	11205
STA SLU 4	0	257	37649	0	10806
STA SLU 5	626	154	37649	7325	9845
SIS SLU 6	2908	390	26698	26864	4064
SIS SLU 7	872	1302	26698	8059	13546
SIS SLU 8	872	390	28123	8059	4064

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.**

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

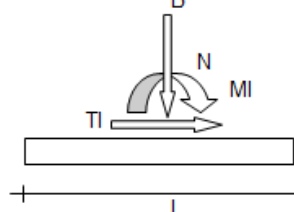
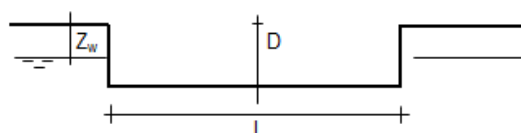
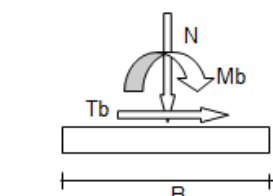
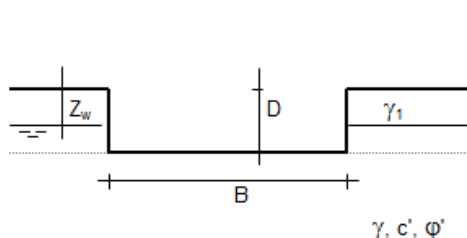
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

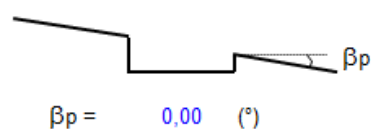
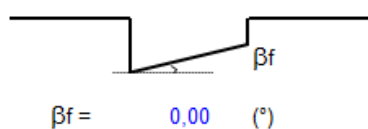
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

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 = 8,50 (m)
 L = 31,70 (m)
 D = 1,50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	51398	0,00	51398,00
Mb [kNm]	68205	0,00	68205,00
MI [kNm]	9522	0,00	9522,00
Tb [kN]	17093	0,00	17093,00
TI [kN]	1422	0,00	1422,00
H [kN]	17152,05	0,00	17152,05

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19,50 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19,50 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 5,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 30,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 5,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 30,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 100,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 1,33 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,19 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5,85 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 31,33 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 29,25 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19,50 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 18,40$$

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

$$N_c = 30,14$$

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

$$N_\gamma = 22,40$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,11$$

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

$$s_q = 1,11$$

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

$$s_\gamma = 0,93$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,84 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 85,24 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,16 \quad m = 1,84 \quad (-)$$

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

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

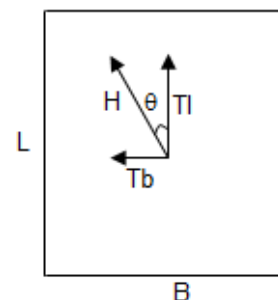
$$i_q = 0,49$$

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

$$i_c = 0,46$$

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

$$i_\gamma = 0,33$$



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

$$d_q = 1,07$$

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

$$d_c = 1,08$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$q_{lim} = \quad 784,28 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \quad 280,63 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \quad 340,99 \quad \geq \quad q = \quad 280,63 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = \quad 17152,05 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = \quad 30590,41 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = \quad 27809,46 \quad \geq \quad H_d = \quad 17152,05 \quad (\text{kN})$$

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 ($e_B = Mb/N$)

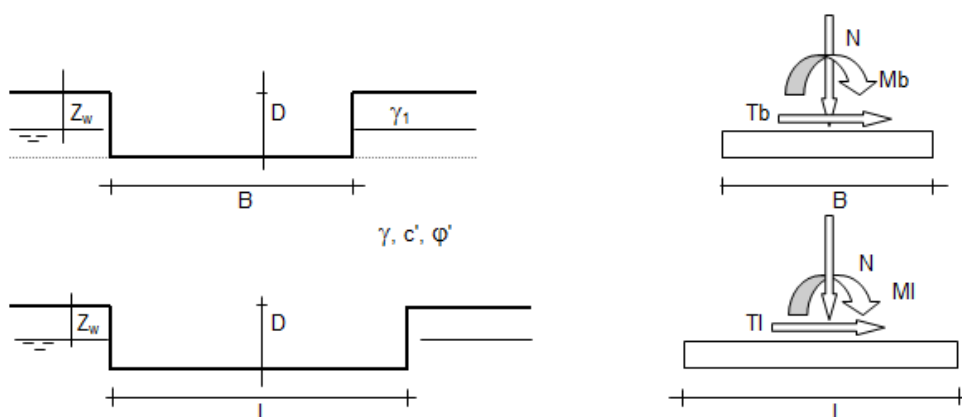
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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 = 5,00 (m)
 L = 40,98 (m)
 D = 1,00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	26698	0,00	26698,00
Mb [kNm]	26864	0,00	26864,00
MI [kNm]	4064	0,00	4064,00
Tb [kN]	2908	0,00	2908,00
TI [kN]	390	0,00	390,00
H [kN]	2934,04	0,00	2934,04

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19,50$ (kN/mc)

$\gamma = 19,50$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 5,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 30,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 5,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 30,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100,00$ (m)

$e_B = 1,01$ (m)

$e_L = 0,15$ (m)

$B^* = 2,99$ (m)

$L^* = 40,68$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 19,50$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 19,50$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 18,40$

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

$N_c = 30,14$

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

$N_\gamma = 22,40$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,04$$

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

$$s_q = 1,04$$

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

$$s_\gamma = 0,97$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,93$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 82,36 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,07$$

$$m = 1,92 \quad (-)$$

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

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

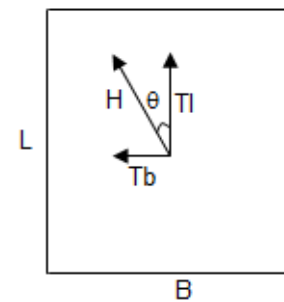
$$i_q = 0,81$$

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

$$i_c = 0,80$$

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

$$i_\gamma = 0,72$$



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

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

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

$$d_q = 1,10$$

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

$$d_c = 1,10$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_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

$$q_{lim} = \quad 926,51 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \quad 219,70 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \quad 402,83 \quad \geq \quad q = \quad 219,70 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = \quad 2934,04 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = \quad 16021,70 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = \quad 14565,18 \quad \geq \quad H_d = \quad 2934,04 \quad (\text{kN})$$

6.5 Calcolo dei cedimenti spalla

Si riportano di seguito le sollecitazioni SLE sulla spalla più sollecitata dell'opera.

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE

Comb.	HL [kN]	HT [kN]	N [kN]	MT(G) [kNxm]	ML(G) [kNxm]
STA SLE1	9405	0	46992	7580	0
STA SLE2	9405	0	51887	18349	0
STA SLE3	11255	60	53783	32318	682
STA SLE4	11201	60	53354	32501	682
STA SLE5	10792	100	53354	28762	1136
STA SLE6	11255	100	53783	32318	1136

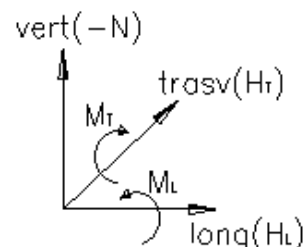


Figura 5 - Sollecitazioni SLE a intradosso fondazione spalla

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 8.81 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	8,50	31,70	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°	$Z1$ [m]	$Z2$ [m]	$Z3$ [m]	Terreno
1	-8,3	-8,3	-8,3	T2a
2	-8,6	-8,6	-8,6	T2b
3	-22,3	-22,3	-22,3	R1 [MA]

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]

e_y 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 [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	ex [m]	ey [m]	β	T [kN]
Fondazione	53783,000	682,000	32318,000	0,6	0,0	90,0	0,000

Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - PERMANENTE

Fondazione	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	ex [m]	ey [m]	β	T [kN]
Fondazione	53783,000	1136,000	32318,000	0,6	0,0	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

<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	8,81	6,66	27,30	0,60	0,02

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	T2a	8,30	8,2488	6,2584
2	T2b	0,30	0,2971	0,2203
3	R1 [MA]	18,70	0,2632	0,1841
		27,30	8,8091	6,6628

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	-0,42	0,83	211	15000	1,8246
2	-1,25	0,83	209	15000	0,7586
3	-2,08	0,83	202	15000	0,7836
4	-2,91	0,83	190	15000	0,7992
5	-3,74	0,83	176	15000	0,7823
6	-4,57	0,83	162	15000	0,7471
7	-5,40	0,83	149	15000	0,7042
8	-6,23	0,83	136	15000	0,6594
9	-7,06	0,83	125	15000	0,6156
10	-7,89	0,83	115	15000	0,5743
11	-8,32	0,03	110	10000	0,0300
12	-8,35	0,03	110	10000	0,0300
13	-8,38	0,03	110	10000	0,0299
14	-8,40	0,03	109	10000	0,0298
15	-8,43	0,03	109	10000	0,0297
16	-8,46	0,03	109	10000	0,0297
17	-8,49	0,03	108	10000	0,0296
18	-8,52	0,03	108	10000	0,0295
19	-8,55	0,03	108	10000	0,0294
20	-8,58	0,03	107	10000	0,0294
21	-9,54	1,87	98	375000	0,0451
22	-11,41	1,87	83	375000	0,0389
23	-13,28	1,87	71	375000	0,0337
24	-15,15	1,87	61	375000	0,0293
25	-17,02	1,87	53	375000	0,0257
26	-18,89	1,87	46	375000	0,0226
27	-20,76	1,87	40	375000	0,0200
28	-22,63	1,87	36	375000	0,0178
29	-24,50	1,87	32	375000	0,0159
30	-26,37	1,87	28	375000	0,0142
		27,30			8,8091 - 6,6628

6.6 Calcolo dei cedimenti pila

Si riportano di seguito le sollecitazioni SLE sulla pila più sollecitata dell'opera.

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	16738	0	0
STA SLE 2	0	0	26088	0	0
STA SLE 3	470	0	28488	5504	8300
STA SLE 4	0	172	27888	0	7827
STA SLE 5	432	103	27888	5059	7186

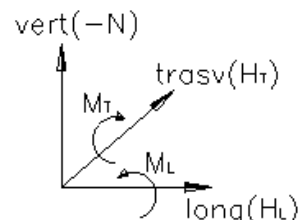


Figura 6 - Sollecitazioni SLE a intradosso fondazione pila

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 4.06 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	5,00	40,98	1,00	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	0.333
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 [m]	Z2 [m]	Z3 [m]	Terreno
1	-8,3	-8,3	-8,3	T2a
2	-8,6	-8,6	-8,6	T2b
3	-22,3	-22,3	-22,3	R1 [MA]

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]

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	4,06	3,34	20,30	0,18	0,26

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	T2a	7,30	3,8231	3,1599
2	T2b	0,30	0,1460	0,1093
3	R1 [MA]	11,70	0,0942	0,0678
		19,30	4,0633	3,3370

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	-1,36	0,73	138	15000	0,5067
2	-2,10	0,73	134	15000	0,5018
3	-2,83	0,73	124	15000	0,4614
4	-3,56	0,73	111	15000	0,4357
5	-4,29	0,73	99	15000	0,4006
6	-5,02	0,73	87	15000	0,3637
7	-5,75	0,73	78	15000	0,3296
8	-6,48	0,73	70	15000	0,2994
9	-7,21	0,73	63	15000	0,2733
10	-7,94	0,73	57	15000	0,2508
11	-8,32	0,03	55	10000	0,0148
12	-8,35	0,03	55	10000	0,0148
13	-8,38	0,03	54	10000	0,0147
14	-8,40	0,03	54	10000	0,0147
15	-8,43	0,03	54	10000	0,0146
16	-8,46	0,03	54	10000	0,0146
17	-8,49	0,03	54	10000	0,0145
18	-8,52	0,03	53	10000	0,0145
19	-8,55	0,03	53	10000	0,0144
20	-8,58	0,03	53	10000	0,0144
21	-9,19	1,17	50	375000	0,0140
22	-10,36	1,17	44	375000	0,0125
23	-11,53	1,17	39	375000	0,0113
24	-12,70	1,17	35	375000	0,0102
25	-13,87	1,17	32	375000	0,0093
26	-15,04	1,17	29	375000	0,0086
27	-16,21	1,17	26	375000	0,0079
28	-17,38	1,17	24	375000	0,0073
29	-18,55	1,17	22	375000	0,0068
30	-19,72	1,17	21	375000	0,0063
		19,30			4,0633 - 3,3370