

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.



Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea

CUP: J94F04000020001

U.O. STRUTTURE

PROGETTO DEFINITIVO

ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA

ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

PONTE SUL FIUME ISARCO

ELABORATI GENERALI

RELAZIONE DI CALCOLO DEFORMABILITÀ POZZI

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IBL1 10 D 09 CL VI0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	G. Grimaldi <i>GG</i>	Marzo 2013	P. Di Nucci <i>P. Di Nucci</i> E. Bonifacio	Marzo 2013	C. Mazzocchi <i>C. Mazzocchi</i>	Marzo 2013	A. Vittozzi <i>A. Vittozzi</i>

Stampato dal Service
di plottaggio ITALFERR S.p.A.
ALBA s.r.l.

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Verona
 Dott. Ing. ANGELO VITTOZZI
 n° A20783

ITALFERR S.p.A.
 U.O. STRUTTURE



INDICE

1	PREMESSA	3
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	7
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	9
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	10
5	GEOMETRIA ED IPOTESI DI CALCOLO	11
5.1	DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	12
5.2	DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO.....	16
6	AZIONI PROVENIENTI DALLA SOVRASTRUTTURA.....	26
7	RISULTATI DELLE ANALISI	28



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

PONTE SUL FIUME ISARCO - RELAZIONE DI
CALCOLO DEFORMABILITÀ POZZI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 09 CL	VI 00 00 001	A	3 di 30

1 PREMESSA

Nell'ambito di lavori di "Quadruplicamento ferroviario della linea Fortezza – Verona – Lotto 1 Fortezza – Ponte Gardena", si è resa necessaria la realizzazione dei due viadotti sul fiume Isarco (binario pari e binario dispari) previsti fra le progressive:

- km 15+883.14 (BP - asse appoggi spalla lato Scaleres) e pk. km 16+104.04 (BP - asse appoggi spalla lato Ponte Gardena);
- km 15+895.93 (BD - asse appoggi spalla lato Scaleres) e pk. km 16+122.79 (BD - asse appoggi spalla lato Ponte Gardena)

Il viadotto sul BP presenta uno sviluppo complessivo spalla-spalla pari a 220.90m ed è costituito da un impalcato metallico a via superiore a due travi a parete piena in acciaio, con vasca per contenere l'armamento in c.a. con funzione di barriera plastica per le vibrazioni ed il relativo rumore associato. Tale impalcato è stato previsto con quattro campate appoggiate (due campate d'approccio e due centrali). Lungo lo sviluppo del viadotto a partire dalla spalla lato Scaleres si individuano:

- l'impalcato d'approccio lato Scaleres in appoggio alla spalla lato Scaleres, alla pila P1BP e di lunghezza pari a 29.01m;
- l'impalcato principale lato Scaleres di lunghezza pari a 84.38m che poggia in schema di trave continua su pila P1BP e pila P2BP oltre che su appoggi intermedi costituiti dalla chiave dell'arco e da due appoggi direttamente collegati ancora all'arco,
- l'impalcato principale lato Ponte Gardena di lunghezza pari a 83.62m che poggia in schema di trave continua su pila P2BP e pila P3BP oltre che su appoggi intermedi costituiti dalla chiave dell'arco e da due appoggi direttamente collegati ancora all'arco;
- l'impalcato d'approccio lato Ponte Gardena in appoggio alla pila P3BP, alla spalla lato Ponte Gardena e di lunghezza pari a 23.89m.

Il viadotto sul BD presenta uno sviluppo complessivo spalla-spalla pari a 250.76m ed è costituito da un impalcato metallico a via superiore a due travi a parete piena in acciaio, con vasca per contenere l'armamento in c.a. con funzione di barriera plastica per le vibrazioni ed il relativo rumore associato. Tale impalcato è stato previsto con cinque campate appoggiate (due campate d'approccio e tre centrali). Lungo lo sviluppo del viadotto a partire dalla spalla lato Scaleres si individuano:

- l'impalcato d'approccio lato Scaleres in appoggio alla spalla lato Scaleres, alla pila P1BD e di lunghezza pari a 23.89m;
- l'impalcato principale lato Scaleres in appoggio alla pila P1BD, alla pila P2BD e di lunghezza pari a 29.86m;
- l'impalcato principale su arco lato Scaleres di lunghezza pari a 84.38m che poggia in schema di trave continua su pila P2BD e pila P3BD oltre che su appoggi intermedi costituiti dalla chiave dell'arco e da due appoggi direttamente collegati ancora all'arco,
- l'impalcato principale su arco lato Ponte Gardena di lunghezza pari a 83.62m che poggia in schema di trave continua su pila P3BD e pila P4BD oltre che su appoggi intermedi costituiti dalla chiave dell'arco e da due appoggi direttamente collegati ancora all'arco;
- l'impalcato d'approccio lato Ponte Gardena in appoggio alla pila P4BD, alla spalla lato Ponte Gardena e di lunghezza pari a 29.01m.

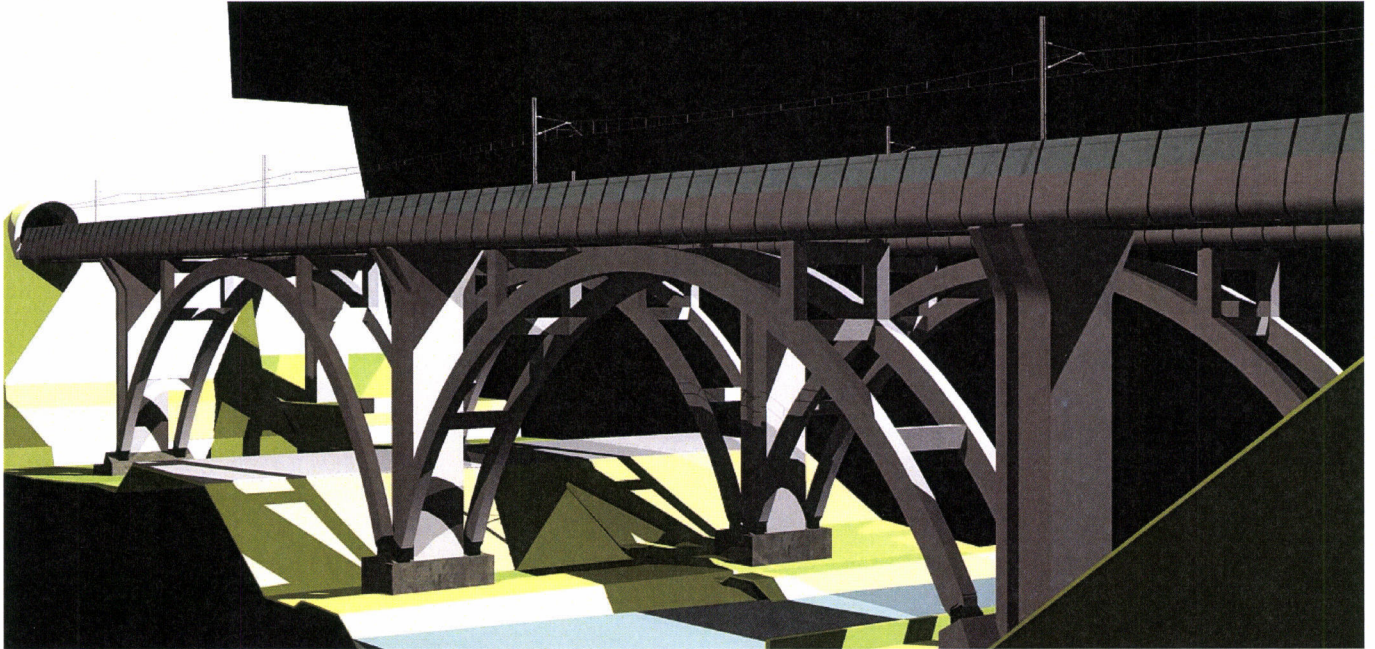


Fig. 1.1. Soluzione prevista nell'attuale livello di progettazione

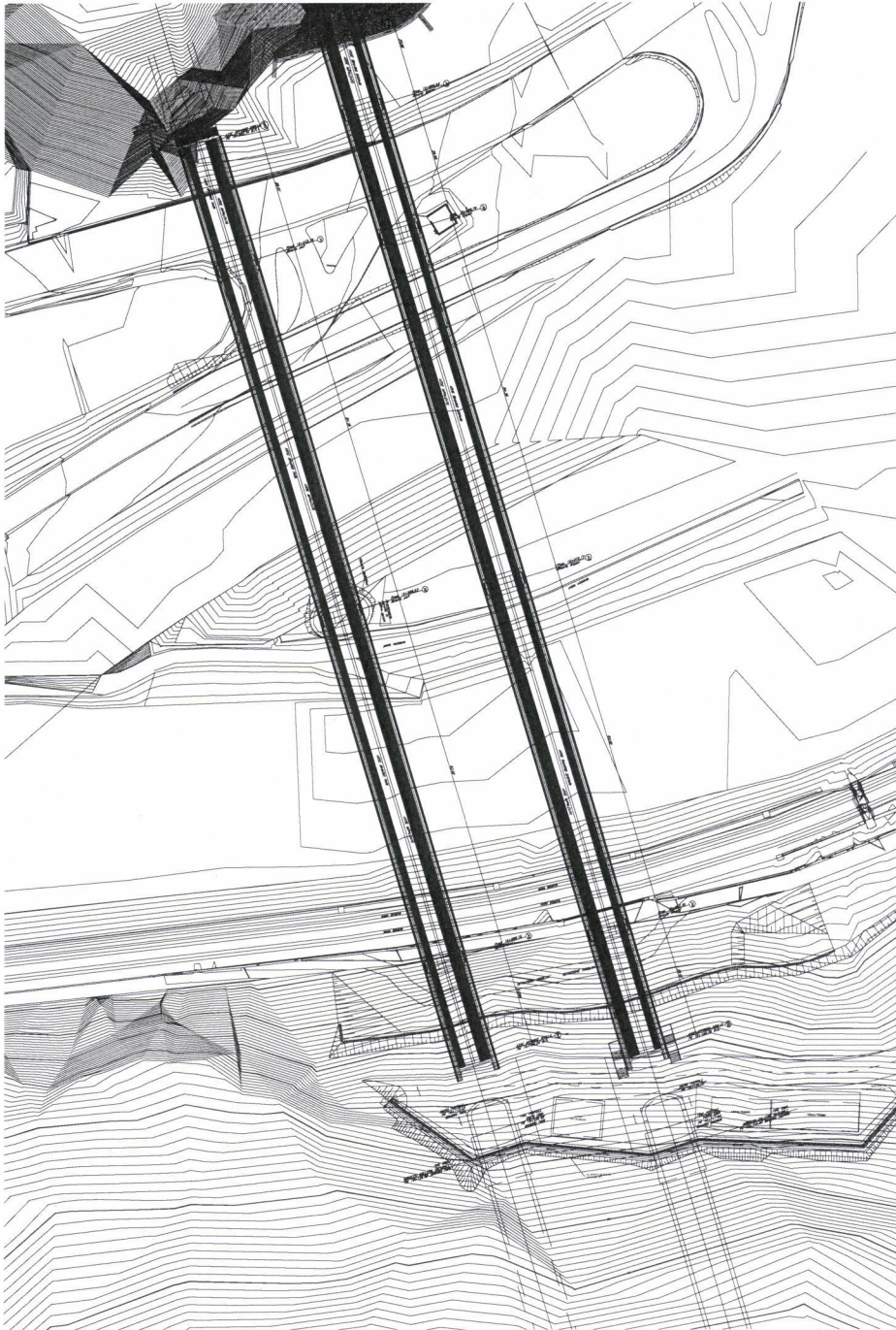


Fig. 1.2. Planimetria di progetto

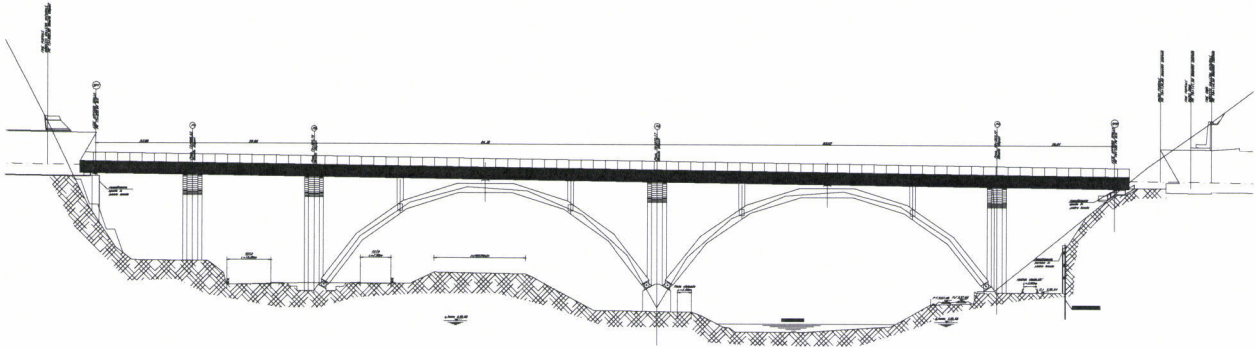


Fig. 1.3. Prospetto Viadotto Binario Dispari

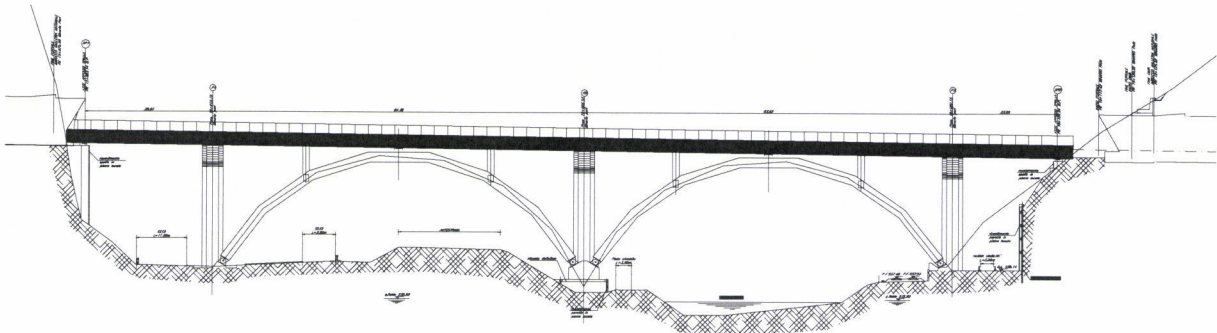


Fig. 1.4. Prospetto Viadotto Binario Pari



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

PONTE SUL FIUME ISARCO - RELAZIONE DI
CALCOLO DEFORMABILITÀ POZZI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 09 CL	VI 00 00 001	A	7 di 30

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Nel presente documento sono riportate le analisi mirate al dimensionamento dei pozzi delle fondazioni del viadotto Isarco.

Tali fondazioni (soprattutto quelle centrali) sono soggette a forti azioni orizzontali longitudinali in quanto su queste impostano gli archi in maniera dissimmetrica. Per questo motivo si è in parte cercato di ovviare al problema prevedendo il lato lungo dell'ellisse di piano del pozzo ortogonale allo sviluppo longitudinale del ponte. Resta comunque il fatto che tali fondazioni connesse a pile molto alte e snelle possono produrre valori non accettabili di rigidezza complessiva del sistema fondazione-pila-appoggio ai fini dell'analisi degli effetti di interazione statica treno-binario-struttura. In questo senso si sono prodotte analisi complesse agli elementi finiti per definire il valore di tali rigidezze complessive nei soli casi di fondazioni profonde entro litotipi ghiaiosi trascurando quelle entro litotipi rocciosi. Per queste ultime si è ritenuto che la fondazione sia considerabile come incastrata ed impossibilitata di rotazioni date le caratteristiche di deformabilità degli ammassi rocciosi in cui queste sono immerse.

Si è ritenuto quindi utile procedere ad una modellazione attraverso un codice di calcolo agli elementi finiti "Plaxis" tarato per mezzo di ulteriori analisi semplificate svolte mediante il metodo proposto da Jamiolkowski (1968). Tali analisi hanno permesso di definire le caratteristiche di rigidezza del terreno di fondazione utilizzato nelle analisi complesse. La fondazione a pozzo è infatti un particolare tipo di fondazione profonda caratterizzata essenzialmente dalla sua elevata rigidezza relativa, tanto da poter essere considerata una struttura infinitamente rigida.

La condizione di rigidezza infinita viene valutata attraverso il criterio proposto da Silin e Zavrijev, secondo i quali la fondazione può essere ritenuta infinitamente rigida se risulta soddisfatta la seguente condizione:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{m_h \cdot B}{EI}} \leq \frac{2.5}{h}$$

in cui:

- m_h : costante di dimensioni fisiche $[F \cdot L^4]$;
- B : lato minore della fondazione (lato parallelo alla linea d'azione della forza) $[L]$;
- E : modulo d'elasticità del materiale della fondazione $[F \cdot L^2]$;
- I : momento di inerzia della sezione della fondazione $[L^4]$;
- h : profondità di imposta della fondazione $[L]$;

Preliminarmente, dunque, sono state svolte determinate analisi con il metodo proposto da Jamiolkowski in cui è stata fissata:

- la geometria del pozzo:
 - o D : diametro del pozzo di fondazione pari a 15.0m;
 - o h : profondità del pozzo di fondazione pari a 15.0m;



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

PONTE SUL FIUME ISARCO - RELAZIONE DI
CALCOLO DEFORMABILITÀ POZZI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 09 CL	VI 00 00 001	A	8 di 30

- le caratteristiche geotecniche del terreno (§4);
- le azioni di calcolo provenienti dalla sovrastruttura (§6);



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

PONTE SUL FIUME ISARCO - RELAZIONE DI
CALCOLO DEFORMABILITÀ POZZI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 09 CL	VI 00 00 001	A	9 di 30

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni co particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- RFI DTC INC PO SP IFS 003 A Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- RFI DTC INC CS LG IFS 001 A Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

PONTE SUL FIUME ISARCO - RELAZIONE DI
CALCOLO DEFORMABILITÀ POZZI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 09 CL	VI 00 00 001	A	10 di 30

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Le analisi sono state effettuate seguendo la stratigrafia di dettaglio descritta di seguito in accordo con la “*Caratterizzazione Geotecnica – Opere all’aperto tratto Ponte Gardena-Fortezza*”:

SG (depositi alluvionali Ghiaiosi - Sabbiosi)

γ	=	20.0kN/m ³	peso di volume
φ'	=	35°	angolo di resistenza al taglio
c'	=	0	coesione intercetta
E	=	40÷250 MPa da 0 a 50m da p.c.	modulo elastico operativo

La profondità della falda è circa 5.0m da p.c.

5 GEOMETRIA ED IPOTESI DI CALCOLO

Per l'analisi piana agli elementi finiti delle fondazioni del viadotto è stata definita la geometria rappresentata nella figura successiva. In particolare sono stati realizzati tanti modelli quante sono le fondazioni delle pile immerse nello strato definito SG (depositi alluvionali ghiaioso sabbiosi):

- pila 3 B.D. e pila 2 B.P.;
- pila 2 B.D. e pila 1 B.P.;
- pila 1 B.D.;

Come detto per la pila 4 B.D. e la pila 3 B.P., immerse in roccia, avendo ipotizzato nulle le rotazioni del pozzo stesso, è stato considerato solo lo spostamento dovuto alla deformabilità elastica della pila.

Il modello ha una larghezza pari a 200.0m ed una altezza pari a 75.0m.

La geometria di colore ciano è semplicemente fittizia e consente l'inserimento del *plate* rappresentativo della pila. Lo spessore dello strato fittizio, dunque, risulta pari all'altezza della pila oggetto dell'analisi ($H_{3B.D.}=26.1m$; $H_{2B.D.}=27.4m$; $H_{1B.D.}=22.4m$).

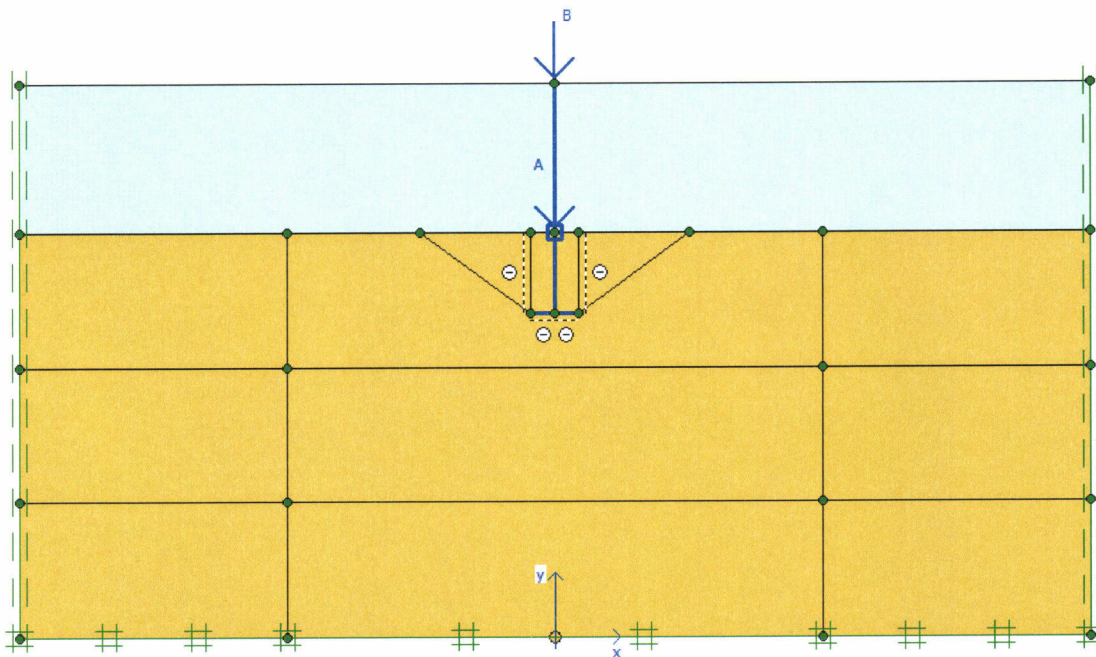


Fig. 5.1. Geometria di calcolo

5.1 Definizione degli elementi strutturali

Per definire le dimensioni del pozzo da assegnare al *cluster* del modello Plaxis, si è fatto riferimento alla figura ed alla tabella successive.

In particolare, per determinare lo spessore di uno scavo rettangolare equivalente, si è ipotizzato una successione di pozzi circolari di diametro pari all'asse minore dell'ellisse rappresentante lo scavo reale.

Dunque, un lato dello scavo rettangolare risulta noto e pari proprio all'asse minore dello scavo (10.5m), mentre l'altro lato risulta essere pari a $d = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_p}{b}} = 8.80m$ essendo I_p l'inerzia di una sezione circolare di diametro pari a 10.5m.

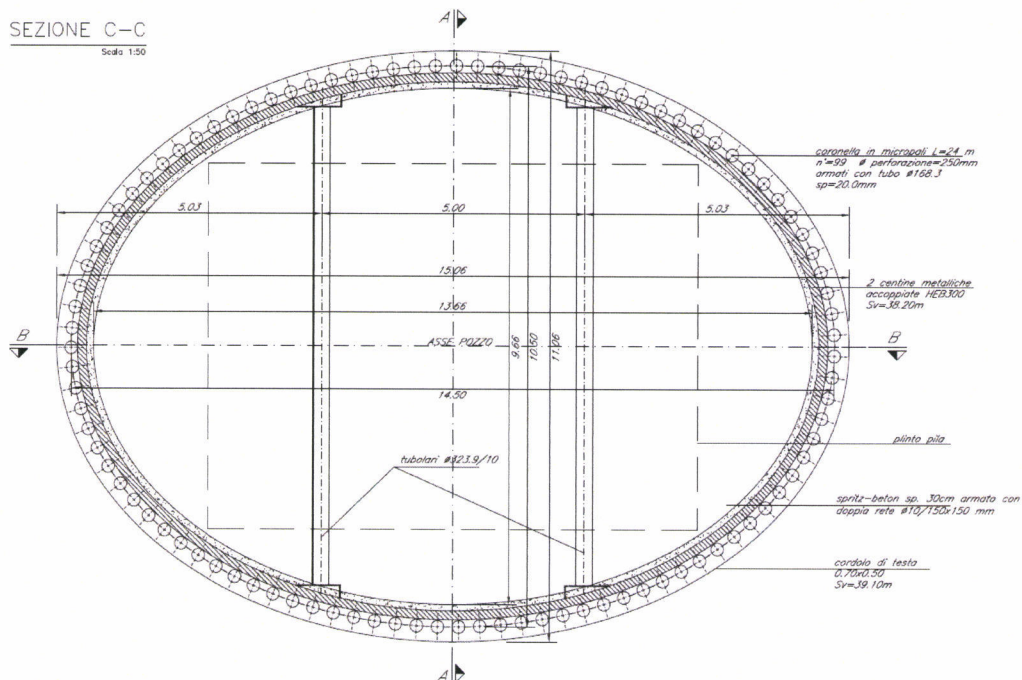


Fig. 5.2. Geometria del pozzo

Pozzetto

asse maggiore	D_{trasv}	15000	[mm]
asse minore	D_{long}	10500	[mm]
Raggio	R	5250	[mm]
Area	A	86.6	[m ²]
Inerzia	I	596.7	[m ⁴]
Modulo elastico	E_{cls}	3.14E+07	[kN/m ²]
rigidezza flessionale	EI	1.88E+10	[kN m ²]
rigidezza assiale	EA	2.72E+09	[kN]
spessore equivalente	d	8.80	[m]

Tabella 5.1: Determinazione dello spessore equivalente

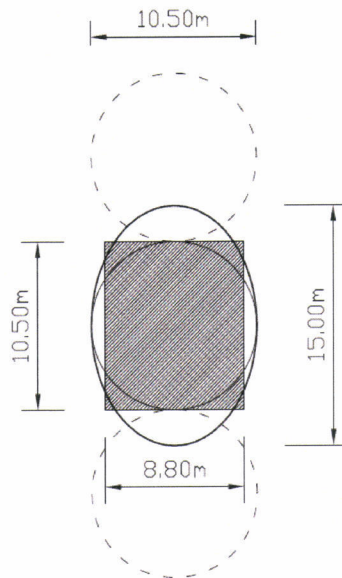


Fig. 5.3. Geometria del pozzo equivalente

Linear Elastic - pozzetto

General Parameters Interfaces

Material set
 Identification: pozzetto
 Material model: Linear Elastic
 Material type: Non-porous

General properties
 γ_{unsat} : 25.000 kN/m³
 γ_{sat} : 25.000 kN/m³

Permeability
 k_x : 0.000 m/s
 k_y : 0.000 m/s

Comments

Advanced...

SoilTest Cancel

Linear Elastic - pozzetto

General Parameters Interfaces

Stiffness
 E_{ref} : 3.150E+07 kN/m²
 ν (nu): 0.200

Alternatives
 G_{ref} : 1.313E+07 kN/m²
 E_{oed} : 3.500E+07 kN/m²

Velocities
 V_s : 2268.000 m/s
 V_p : 3704.000 m/s

Advanced...

SoilTest Cancel

Per definire le dimensioni delle pile, in particolare uno spessore equivalente da assegnare al *plate* del modello Plaxis, si è fatto riferimento alla figura e alle tabelle successive.

Lo spessore equivalente del *plate* risulta pari a $d = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot EI}{EA}} = 5.10m$, mentre la rigidezza flessionale ed assiale sono ridotti per tener in conto dello sviluppo del pozzo in direzione ortogonale al piano del modello ($D_{travv} = 15.0m$).

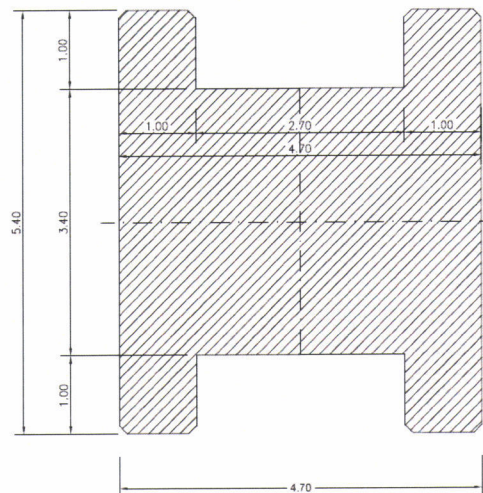


Fig. 5.4. Sezione di riferimento della pila

pila reale

Area	A	19.9	[m ²]
Inerzia	I	43.3	[m ⁴]
Modulo elastico	E _{cls}	3.14E+07	[kN/m ²]
rigidezza flessionale	EI	1.36E+09	[kN m ²]
rigidezza assiale	EA	6.27E+08	[kN]
spessore equivalente	d	5.1	[m]

Tabella 5.2: Caratteristiche geometriche e di rigidezza della pila

Pila per Plaxis

Area	A	1.3	[m ² /m]
Inerzia	I	2.9	[m ⁴ /m]
Modulo elastico	E _{cls}	3.14E+07	[kN/m ²]
rigidezza flessionale	EI	9.08E+07	[kN m ² /m]
rigidezza assiale	EA	4.18E+07	[kN/m]
spessore equivalente	d	5.1	[m]

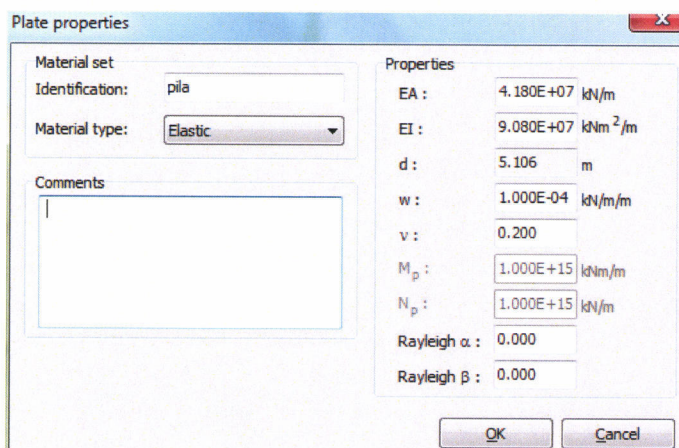


Tabella 5.3: Caratteristiche geometriche e di rigidezza della pila equivalente

Completano il modello due elementi *plate* fittizi, a rigidezza flessionale ed assiale pressoché nulle, rappresentativi della base e dell'altezza del pozzo. In testa al pozzo è prevista la presenza dell'elemento *plate* rappresentativo della pila a cui è stata impedita la rotazione al contatto con il pozzo stesso.

Le azioni sono applicate in testa al pozzo (carico A) ed in testa alla pila (carico B) secondo quanto descritto nel paragrafo successivo.

5.2 Definizione delle caratteristiche meccaniche del terreno

Il terreno è stato modellato attraverso un materiale con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb le cui caratteristiche meccaniche sono rappresentate nelle figure successive.

Mohr-Coulomb - SG

General Parameters Interfaces

Material set

Identification:

Material model:

Material type:

General properties

γ_{unsat} 20.000 kN/m³

γ_{sat} 20.000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 5.000E-05 m/s

k_y : 5.000E-05 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Mohr-Coulomb - SG

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : kN/m²

ν (nu) : 0.250

Strength

c_{ref} : 1.000E-04 kN/m²

ϕ (phi) : 36.000 °

ψ (psi) : 0.000 °

Alternatives

G_{ref} : 1.600E+05 kN/m²

E_{oed} : 4.801E+05 kN/m²

Velocities

V_s : 280.000 m/s

V_p : 485.000 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

In particolare, al terreno è stata assegnata una rigidità a piccole deformazioni, pari a 10 volte il modulo operativo (vedi §4), variabile a partire da piano campagna 400MPa (+75.0m nel modello) secondo un gradiente pari a 42MPa/m.

Advanced parameters Mohr-Coulomb

Stiffness E _{increment} : 4.200E+04 kN/m ² /m γ _{ref} : 75.000 m	Strength C _{increment} : 0.000 kN/m ² /m γ _{ref} : 75.000 m <input checked="" type="checkbox"/> Tension cut off Tensile strength: 0.000 kN/m ²
Undrained behaviour <input checked="" type="radio"/> Standard settings <input type="radio"/> Manual settings Skempton-B: 0.983 ν _u : 0.495 K _{w,ref} / n: 1.568E+07 kN/m ²	Consolidation C _{v,ref} : N/A m ² /s $C_{v,ref} = \frac{k_y \cdot E_{oed}}{\gamma_w}$

Default OK Cancel

L'assegnazione di questi valori di rigidezza è direttamente correlato al valore del coefficiente m_h utilizzato nell'analisi semplificata riportata a seguire, secondo la definizione: $E_s \cong 1.35 \cdot m_h \cdot z \cdot L$.

Secondo letteratura, per sabbie e ghiaie è lecito assumere valori di m_h compresi tra 1000t/m⁴ e 2000t/m⁴. Quindi, basandosi su tale considerazione, è stata svolta un'analisi semplificata (metodo proposto da Jamiolkowski) utilizzando un valore di m_h pari a 1500t/m.

A conferma della bontà dell'assunzione sulla rigidezza utilizzata nelle analisi agli elementi finiti, è necessario notare come i corrispondenti valori di m_h , ottenuti alla sommità (-1.0m da p.c.) ed alla base del pozzo (-15.0m da p.c.) a partire dai relativi E_s utilizzati in Plaxis:

$$- m_{h,top} = \frac{E_s}{1.35 \cdot z \cdot L} = \frac{4000}{1.35 \cdot 100 \cdot 1500} = 0.01975 \frac{kg}{cm^4} = 1975 \frac{t}{m^4}$$

$$- m_{h,bottom} = \frac{E_s}{1.35 \cdot z \cdot L} = \frac{10300}{1.35 \cdot 1500 \cdot 1500} = 0.0039 \frac{kg}{cm^4} = 339 \frac{t}{m^4}$$

possano essere effettivamente mediati proprio con un valore di $m_h=1500t/m^4$.

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi semplificata relativa alla sola pila 2 B.D. e significativa per tarare le assunzioni riportate sopra circa la validità delle rigidezze dei terreni assunte in Plaxis:

TRATTAZIONE TEORICA
Formule utilizzate nei calcoli:

$$z_0 = (\beta Dh^2(4q-h) + 6WD) / (2\beta Dh(3q-h))$$

$$\beta = k_n / k_v$$

$$tg \omega = 6H / Rm_{h,h}$$

$$R = (\beta Dh^3 + 18DW) / (2\beta(3q-h))$$

$$\sigma_h(z) = (6H / Rh)z(z_0 - z)$$

$$(\sigma_h(z))_{max} \text{ per } z = z_0/2$$

$$\sigma_{z_{max}(min)} = Nt / A \pm (3DH) / (\beta R)$$

$$M(z) = (h_1 + z(1 - ((Dz^2)/(2Rh))(2z_0 - z)))$$

$$\delta_h = (z_0 - z) * tg \omega$$

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida:

$$2,5 / h > ((m_h * D) / (Ep * J_p))^{1/5}$$

$$(Silin e Zavrijev)$$

DATI DI INPUT:
Caratteristiche geometriche del pozzo

D = diametro del pozzo di fondazione =	15.00	(m)
hp = spessore del plinto di fondazione =	0.00	(m)
h = profondità del pozzo di fondazione =	15.00	(m)
A _b = Area di base ($\pi D^2/4$) =	176.71	(m ²)
J _p = Momento di inerzia ($\pi D^4/64$) =	2485.05	(m ⁴)
W _p = Modulo di resistenza ($\pi D^3/32$) =	331.34	(m ³)
Ep = Modulo di elasticità del pozzo =	25000.00	(MPa)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno			resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	tan ϕ'	c'	c _u		
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	<input checked="" type="checkbox"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.30	1.25	1.25	1.40	1.80
	SISMA	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.25	1.25	1.40	1.80
	A1+M1+R3	<input checked="" type="checkbox"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	2.30
	SISMA	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00

Parametri geotecnici
Terreno al contorno del fusto

condizioni	<input checked="" type="checkbox"/> drenate	<input type="checkbox"/> non drenate
------------	---	--------------------------------------

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	γ (kN/m ³)	20.00	20.00
coesione efficace	c' (kPa)	0.00	0.00
angolo di attrito interno del terreno	φ' (°)	35.00	35.00

Terreno di base

condizioni	<input checked="" type="checkbox"/> drenate	<input type="checkbox"/> non drenate
------------	---	--------------------------------------

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	γ (kN/m ³)	20.00	20.00
coesione efficace	c' (kPa)	0.00	0.00
angolo di attrito interno del terreno	φ' (°)	35.00	35.00

profondità della falda

z_w = profondità della falda = 5.00 (m)

coefficienti di reazione

m_h = modulo di reazione orizzontale = 15000 (kN/m⁴)

k_h = coefficiente di reazione orizzontale alla base = 225000.00 (kN/m³)

k_v = coefficiente di reazione verticale = 225000.00 (kN/m³)

β = rapporto tra le cost. di reazione = 1.00 (-)

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida

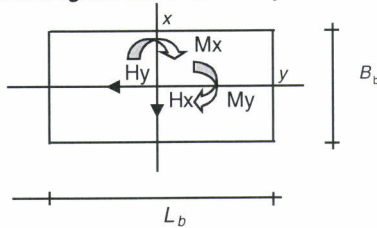
$$2,5 / h > ((m_h * D) / (E_{pozzo} * J))^{1/5} \quad (\text{Silin e Zavrijev})$$

$$2,5 / h = 0.17 \quad (-)$$

$$((m_h * D) / (E_p * J_p))^{1/5} = 0.08 \quad (-)$$

condizione di fondazione infinitamente rigida verificata

Sollecitazioni massime agenti alla base della pila:



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	30000.00	0.00	30000.00
Mx [kNm]		31400.40	31400.40
My [kNm]			0.00
Hx [kN]			0.00
Hy [kN]		5363.00	5363.00

Dimensioni in pianta del plinto di fondazione

hp = 0.00 (m)
Ap = 176.71 (m)
Pplinto = 0.00 (kN)

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

$N_t = N + P_{plinto} = 30000.00$ (kN)
 $H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0.5} = 5363.00$ (kN)
 $M_t = (M_{xx}^2 + M_{yy}^2)^{0.5} = 31400.40$ (kNm)

dove:

$$M_{xx} = M_x + H_y \cdot h_p$$

$$M_{yy} = M_y + H_x \cdot h_p$$

$$e = M_t / N_t \text{ (eccentricità)} = 1.05 \text{ (m)} \quad (\text{riferita alla testa del pozzo})$$

$$h_1 \text{ (quota di applicazione } H_t) = 5.86 \text{ (m)}$$

$$(h_1 = M_t / H_t)$$

$$q \text{ (somma di } h \text{ e di } h_1) = 20.86 \text{ (m)}$$

Profondità del centro di rotazione del pozzo

$$z_0 = (\beta D h^2 (4q-h) + 6WD) / (2\beta D h (3q-h)) \quad \beta = k_h / k_v$$

$$z_0 = 12.18 \text{ (m)}$$



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
 ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
 QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
 LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

PONTE SUL FIUME ISARCO - RELAZIONE DI CALCOLO DEFORMABILITÀ POZZI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 09 CL	VI 00 00 001	A	22 di 30

Rotazione del pozzo

$$R = (\beta Dh^3 + 18DW) / (2\beta(3q - h))$$

$$R = 1472.58 \quad (-)$$

$$\text{tg } \omega = 6H / Rk_{ph}$$

$$\omega = \arctg(6H / Rm_{ph})$$

$$\omega = 0.00010 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0.0056 \quad (^\circ)$$

Profondità alla quale si verifica la massima pressione orizzontale

$\sigma_h(z)_{max}$

$$z = z_0/2$$

$$z = 6.09 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_h(z)_{max} = 54.04 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Raggio di Nocciolo della sezione del pozzo

$$r = D/8$$

$$r = 1.88 \quad (\text{m})$$

Sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

Pressioni laterali

$$\sigma_h(z)_{lim} = kp \cdot \sigma'_v(z) + 2 \cdot c' \cdot (kp)^{0.5} \quad (\text{tensioni efficaci})$$

$$\sigma_h(z)_{lim} = \sigma_v(z) + 2 \cdot c' \cdot u \quad (\text{tensioni totali})$$

$$kp = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi) = 3.69$$

Caratteristiche di sollecitazione

$$N = Nt + A_b \cdot \gamma_{cis}$$

$$M = H \cdot ((h_1 + z) \cdot (1 - (Dz^2 / (2Rh))) \cdot (2z_0 - z))$$

$$T = H \cdot (1 - (Dz^2 / (Rh))) \cdot (3z_0 - 2z)$$

$$\sigma_h(z) = ((6H) / (Rh)) \cdot z \cdot (z_0 - z)$$

$$\delta_h = (z_0 - z) \cdot \text{tg } \omega$$

z	N	M	T	e	$\sigma_h(z)$	$\sigma_v(z)$	$\sigma_h(z)_{lim}$	δ_h
(m)	(kN)	(kNm)	(kN)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(cm)
0	30000.00	31400.40	5363.00	1.05	0.00	0.00	0.00	0.12
0.50	32208.93	34076.47	5330.64	1.06	8.51	10.00	36.90	0.11
1.00	34417.86	36720.86	5237.19	1.07	16.29	20.00	73.80	0.11
1.50	36626.80	39304.39	5088.12	1.07	23.34	30.00	110.71	0.10
2.00	38835.73	41800.62	4888.90	1.08	29.66	40.00	147.61	0.10
2.50	41044.66	44185.84	4644.98	1.08	35.26	50.00	184.51	0.09
3.00	43253.59	46439.06	4361.83	1.07	40.13	60.00	221.41	0.09
3.50	45462.53	48542.04	4044.91	1.07	44.26	70.00	258.31	0.08
4.00	47671.46	50479.25	3699.68	1.06	47.67	80.00	295.21	0.08
4.50	49880.39	52237.91	3331.61	1.05	50.36	90.00	332.12	0.07
5.00	52089.32	53807.97	2946.16	1.03	52.31	100.00	369.02	0.07
5.50	54298.26	55182.09	2548.79	1.02	53.53	105.00	387.47	0.06
6.00	56507.19	56355.68	2144.97	1.00	54.03	110.00	405.92	0.06
6.50	58716.12	57326.89	1740.15	0.98	53.80	115.00	424.37	0.06
7.00	60925.05	58096.58	1339.81	0.95	52.84	120.00	442.82	0.05
7.50	63133.99	58668.35	949.39	0.93	51.15	125.00	461.27	0.05
8.00	65342.92	59048.54	574.38	0.90	48.73	130.00	479.72	0.04
8.50	67551.85	59246.21	220.22	0.88	45.59	135.00	498.17	0.04
9.00	69760.78	59273.15	-107.61	0.85	41.71	140.00	516.62	0.03
9.50	71969.71	59143.89	-403.66	0.82	37.11	145.00	535.07	0.03
10.00	74178.65	58875.70	-662.46	0.79	31.78	150.00	553.53	0.02
10.50	76387.58	58488.55	-878.55	0.77	25.72	155.00	571.98	0.02
11.00	78596.51	58005.18	-1046.46	0.74	18.93	160.00	590.43	0.01
11.50	80805.44	57451.03	-1160.74	0.71	11.42	165.00	608.88	0.01
12.00	83014.38	56854.29	-1215.92	0.68	3.17	170.00	627.33	0.00
12.50	85223.31	56245.87	-1206.54	0.66	-5.80	175.00	645.78	0.00
12.50	85223.31	56245.87	-1206.54	0.66	-5.80	175.00	645.78	0.00
13.00	87432.24	55659.41	-1127.14	0.64	-15.50	180.00	664.23	-0.01
13.50	89641.17	55131.31	-972.24	0.62	-25.93	185.00	682.68	-0.01
14.00	91850.11	54700.67	-736.39	0.60	-37.09	190.00	701.13	-0.02
14.50	94059.04	54409.32	-414.14	0.58	-48.97	195.00	719.58	-0.02
15.00	96267.97	54301.84	0.00	0.56	-61.59	200.00	738.03	-0.03

PONTE SUL FIUME ISARCO - RELAZIONE DI
CALCOLO DEFORMABILITÀ POZZI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 09 CL	VI 00 00 001	A	23 di 30

$$N_b = 96267.97 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 54301.84 \quad (\text{kNm})$$

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$$N_w = 17671.46 \quad (\text{kN})$$

Pressioni verticali alla base del pozzo

$$\sigma_{zmax} = (N_b - N_w) / A_b + (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmin} = (N_b - N_w) / A_b - (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmax} = 608.65 \quad (\text{kN/m}^2)$$

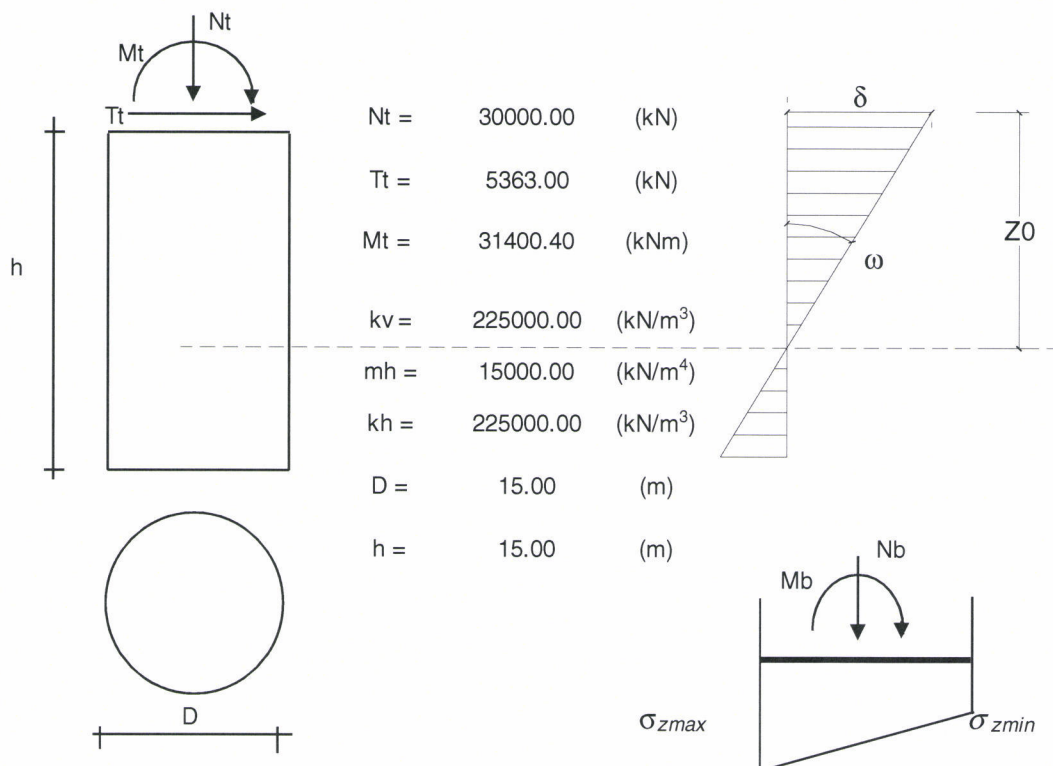
$$\sigma_{zmin} = 280.88 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Valori Massimi delle caratteristiche di sollecitazione

$$N_{max} = 96267.97 \quad (\text{kN}) \quad zN_{max} = 15.00 \quad (\text{m})$$

$$M_{max} = 59273.15 \quad (\text{kNm}) \quad zM_{max} = 9.00 \quad (\text{m})$$

$$T_{max} = 5363.00 \quad (\text{kN}) \quad zT_{max} = 0.00 \quad (\text{m})$$

Tabella Riepilogativa

Riepilogo Caratteristiche di sollecitazione in corrispondenza dei valori Max di ciascuna

	N	M	T
	(kN)	(kNm)	(kN)
$z_{Mmax} =$	9.00 (m)	69760.78	59273.15
$z_{Nmax} =$	15.00 (m)	96267.97	54301.84
$z_{Tmax} =$	0.00 (m)	30000.00	31400.40
			5363.00

Caratteristiche di sollecitazione alla base

$N_b =$	96267.97	(kN)
$M_b =$	54301.84	(kNm)

Tensioni alla base

$\sigma_{zmax} =$	608.65	(kN/m ²)
$\sigma_{zmin} =$	280.88	(kN/m ²)

Spostamento in testa e rotazione

$\delta =$	0.12	(cm)
$\omega =$	0.00010	(rad)
$\omega =$	0.006	(°)



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

PONTE SUL FIUME ISARCO - RELAZIONE DI
CALCOLO DEFORMABILITÀ POZZI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 09 CL	VI 00 00 001	A	25 di 30

Si dimostrerà a seguire che gli spostamenti in testa al pozzo valutati con metodo semplificato (pari a 0.118cm) sono confrontabili con quelli valutati con metodo complesso al netto delle dimensioni delle pile e a corrispondenza delle caratteristiche geotecniche indicata.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA					
	PONTE SUL FIUME ISARCO - RELAZIONE DI CALCOLO DEFORMABILITÀ POZZI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 00 00 001	REV. A

6 AZIONI PROVENIENTI DALLA SOVRASTRUTTURA

Di seguito si riporta una tabella rappresentativa della azioni longitudinali provenienti dalla sovrastruttura suddivise in base al numero di pile (da 1 a 4 per il binario dispari e da 1 a 3 per il binario pari).

Le pile sono numerate a partire dal lato Scaleres e procedendo verso il lato Gardena (§1).

		pila 4_B.D. pila 3_B.P.	pila 3_B.D. pila 2_B.P.	pila 2_B.D. pila 1_B.P.	pila 1_B.D. -
		-	plaxis	plaxis	plaxis
F_1	kN	4835	4835	4217	0
F_2	kN	1826	1826	1085	897
F_3	kN	76	76	61	76
$F_{base\ pila}$	kN	4835	4835	4217	0
$F_{testa\ pila}$	kN	1902	1902	1146	973

in cui

- F_1 : spinta dell'arco dovuta al traffico ferroviario;
- F_2 : spinta dovuta alla frenatura/avviamento dall'impalcato;
- F_3 : azione dovuta all'attrito dall'impalcato.

Da cui si è ottenuto:

- $F_{base\ pila} = F_1$;
- $F_{testa\ pila} = F_2 + F_3$;

Inoltre è previsto un carico verticale, in corrispondenza della testa del pozzo, pari a 30000kN.

Coerentemente a quanto fatto per la determinazione della rigidezza flessionale ed assiale della pila, anche i carichi sono stati ridotti per tener in conto dello sviluppo del pozzo in direzione ortogonale al piano del modello ($D_{trasv} = 15.0m$).

Di seguito si riportano le azioni di calcolo previste per i diversi modelli analizzati:

Pila 3 B.D./Pila 2 B.P.			Pila 2 B.D./Pila 1 B.P.			Pila 1 B.D.		
N	F testa pila	F base pila	N	F testa pila	F base pila	N	F testa pila	F base pila
kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
2000.0	126.8	322.3	2000.0	76.4	281.1	2000.0	64.9	0.0

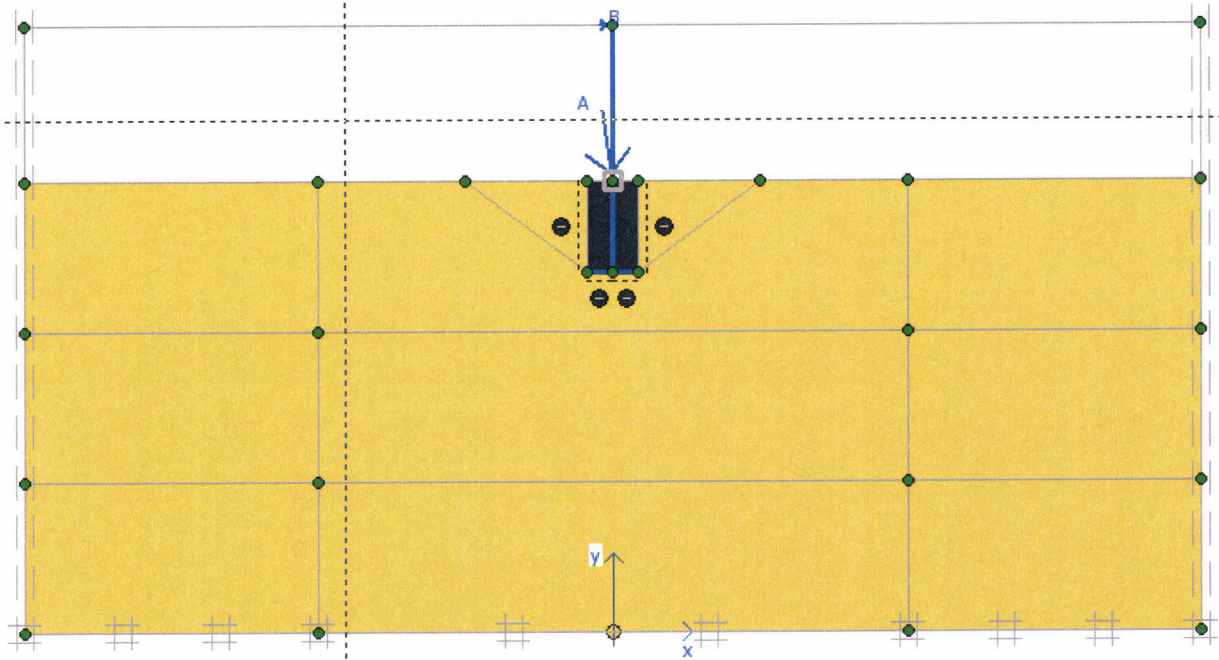


Fig. 6.1. Applicazione delle azioni di calcolo

7 RISULTATI DELLE ANALISI

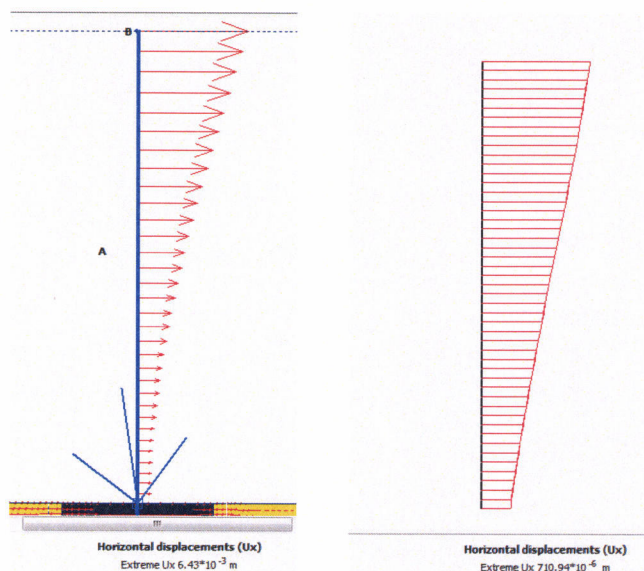
Di seguito si riporta una tabella rappresentativa dei risultati ottenuti dalle diverse analisi effettuate in base al numero di pile (da 1 a 4 per il binario dispari e da 1 a 3 per il binario pari). Per la pila 4 B.D. e la pila 3 B.P. si riporta il solo valore dello spostamento orizzontale dovuto alla deformabilità elastica della pila considerando nulle le rotazioni e gli spostamenti della fondazione.

		pila 4_dispari	pila 3_dispari	pila 2_dispari	pila 1_dispari
		pila 3_pari	pila 2_pari	pila 1_pari	-
		-	plaxis	plaxis	plaxis
I	m ⁴	43.29	43.29	43.29	43.29
E	kN/m ²	3.15E+07	3.15E+07	3.15E+07	3.15E+07
L	m	25.3	26.1	27.4	22.4
e ₂	m	0.0075	0.0083	0.0058	0.0027
e ₁	m	0.0000	0.0009	0.0007	0.0001
e	m	0.0075	0.0091	0.0064	0.0028
e	mm	7.53	9.12	6.43	2.81

in cui

- e₁: spostamenti determinati dalla deformabilità alla rotazione della fondazione;
- e₂: spostamenti determinati dalla deformabilità elastica della pila;
- e: spostamenti orizzontali in testa alla pila.

Di seguito si riportano gli spostamenti orizzontali per la pila ed il pozzo ottenuti mediante l'analisi della Pila 2 B.D.



In base ai risultati ottenuti, è possibile definire la rigidezza della sottostruttura secondo la formulazione

$$k = \frac{F_{testapila}}{e}$$

		pila 4_dispari	pila 3_dispari	pila 2_dispari	pila 1_dispari
		pila 3_pari	pila 2_pari	pila 1_pari	-
$F_{testa\ pila}$	kN	1902	1902	1146	973
e	mm	7.53	9.12	6.43	2.81
k	KN/m	252454	208484	178093	346263

Dall'analisi dei valori ottenuti è possibile affermare che, ai fini dell'analisi degli effetti di interazione statica treno-binario-struttura, i valori di rigidezza complessiva del sistema fondazione-pila-appoggio siano inferiori ad un valore minimo assunto in fase di progetto e pari a 270000kN/m. Dunque, per garantire il rispetto di questa condizione, è consigliabile l'utilizzo di un giunto di binario oppure l'utilizzo di una pila a sezione più grande tipo quella rappresentata nella figura successiva.

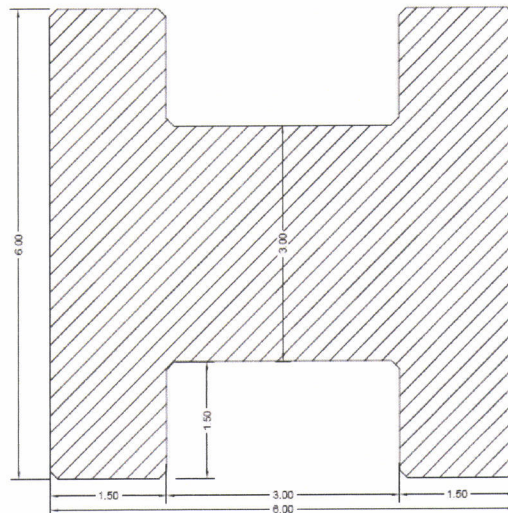


Fig. 7.1. Geometria del pozzo

		pila 4_dispari	pila 3_dispari	pila 2_dispari	pila 1_dispari
		pila 3_pari	pila 2_pari	pila 1_pari	-
		-	plaxis	plaxis	plaxis
I	m ⁴	101.1	101.1	101.1	101.1
E	kN/m ²	3.15E+07	3.15E+07	3.15E+07	3.15E+07
F_{testa pila}	kN	1902	1902	1146	973
e ₂	m	0.0032	0.0035	0.0025	0.0011
e ₁	m	0.0000	0.0010	0.0008	0.0002
e	m	0.0032	0.0045	0.0032	0.0013
e	mm	3.23	4.52	3.23	1.31
k	KN/m	589353	420796	354799	742748

Ripetendo tutte le analisi indicate finora per la pila a sezione minore si ottengono i seguenti analoghi risultati riportati in tabella. Da ciò si dimostra come l'aumento delle dimensioni della pila può provocare una riduzione degli spostamenti accompagnata da un incremento dei valori di rigidezza complessiva del sistema fondazione-pila-appoggio nei limiti imposti ed indicati (270000kN/m).