

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO**

**S.P.163 della Castagnola – Frana Carbonasca
Pozzi drenanti strutturali
Relazione di calcolo**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. E. Pagani	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	C L	N V 1 4 0 X	0 0 2	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima Emissione	A. Maffeis 	05/11/2014	P. Romani 	06/11/2014	A. Palomba 	07/11/2014	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
A01	Revisione cartiglio	A. Maffeis 	27/07/2015	P. Romani 	27/07/2015	A. Mancarella 	28/07/2015	

n. Elab.:

File: IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC

CUP: F81H92000000008

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 3 di 45</p>

INDICE

INDICE.....	3
1. GENERALITÀ	5
1.1. Oggetto	5
1.2. Codice di calcolo	6
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
3. INQUADRAMENTO SISMICO	8
3.1. Generalità	8
3.2. Coefficiente di intensità sismica (C).....	8
3.3. Coefficiente di fondazione.....	9
3.4. Coefficiente di protezione sismica (I).....	9
3.5. Coefficiente di risposta (R)	9
4. MATERIALI	10
5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO E STRATIGRAFICO.....	11
5.1. Parametri di resistenza al taglio.....	11
5.2. Falda	11
6. CRITERI DI ANALISI DEI POZZI E DELLE OPERE DI SOSTEGNO DEGLI SCAVI	12
7. CRITERI DI ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO DELLO SCAVO	14
8. CRITERI DI ANALISI DEL POZZO	16
8.1. Generalità	16
8.2. Caratteristiche delle molle di reazione del terreno.....	17
8.2.1. Componente normale delle reazioni del terreno.....	17
8.2.2. Reazioni limite lungo il fusto	19
8.2.3. Reazioni limite alla base	20
8.2.4. Caratteristiche della componente tangenziale delle reazioni del terreno	21
8.3. Procedimento di calcolo.....	21
9. ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO DEGLI SCAVI.....	21
9.1. Geometria dello scavo e caratteristiche delle opere di sostegno	22
9.2. Ipotesi generali di calcolo.....	22
9.3. Stratigrafia e parametri geotecnici	22
9.4. Risultati e verifiche	23
10. ANALISI DEI POZZI STRUTTURALI	25
10.1. Back analysis del deposito in frana	25
10.2. Calcolo delle spinte agenti sui pozzi.....	27
10.3. Geometria del pozzo.....	28
10.4. Ipotesi generali di calcolo	28
10.5. Risultati	29
10.6. Verifiche tensionali.....	35
10.6.1. Azioni agenti sul pozzo.....	35
10.6.2. Verifica strutturale della sezione cava.....	36
10.6.3. Verifica strutturale della sezione piena	38
10.6.4. Verifica strutturale delle predalles	40
10.6.5. Verifica strutturale della soletta di copertura	43

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC
Relazione di calcolo

Foglio
4 di 45

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 5 di 45

1. GENERALITÀ

1.1. Oggetto

Oggetto della presente relazione è la verifica delle opere di consolidamento della frana "Carbonasca" previste nell'ambito dei lavori di adeguamento della S.P.163 della Castagnola tra Borgo Fornari (GE) e Voltaggio (AL) nel tratto tra le progressive 9+080 e 9+560 (NV14).

Si tratta di n.5 pozzi drenanti strutturali di lunghezza pari a 27m posizionati ad interasse pari a 16m lungo il tratto iniziale della WBS NV14, interessato dai fenomeni di dissesto che hanno coinvolto la sede stradale nella primavera 2013 (per maggiori dettagli si rimanda alla *Relazione Geotecnica*).

Nel tratto a sezione piena (altezza pari a 14.00m) i pozzi presentano un diametro esterno pari a 7.50m mentre nel tratto a sezione cava (di altezza pari a 12.70m) il diametro esterno è sempre pari a 7.50m mentre il diametro interno è pari a 4.50m (spessore pareti pari a 1.50m). La copertura del pozzo viene realizzata con una soletta di spessore pari a 30cm gettata previa posa di predalles autoportanti.

Per il sostegno in fase di scavo fino al raggiungimento del substrato roccioso si prevede la realizzazione di una coronella di micropali 168.3/10mm disposti ad interasse pari a 0.40m e di lunghezza pari a 20m, contrastata da centine metalliche costituite da due profili HEB160 accoppiati e disposte ad interasse pari a 2.50m; per il sostegno in fase di scavo fino a quota fondo pozzo si prevede un avanzamento per conci di sottomurazione di altezza pari a 1.00m con posa di un rivestimento provvisorio costituito da 1+1 centine metalliche costituite da profili HEB120 e da uno strato di spitz-beton di spessore pari a 20cm armato con doppia rete elettrosaldata $\phi 10$ passo 20x20cm.

Per l'intercettazione delle acque di circolazione all'interno del corpo di frana sono previsti n.3 ordini di dreni sub-orizzontali disposti a raggiera ad interasse verticale pari a 2.0m; i dreni presentano una lunghezza pari a 40m e diametro pari a 4" (diametro di perforazione pari a 120mm) mentre l'inclinazione rispetto all'orizzontale è variabile tra 5° e 10°.

In figura n.1.1 è illustrata la sezione tipologica dei pozzi strutturali in progetto.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 7 di 45

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. Infr. e Trasp.	05.11.2001 (*)	Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade
D.M. Infr. e Trasp.	22.04.2004, n. 67/S (*)	Modifiche al D.M. 05/11/2001
D.M. LL.PP.	16.01.1996	Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi».
Circ.Min.LL.PP.	04.07.1996, n.156AA	Istruzioni relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al D.M. 16/01/96.
Legge	05.11-1971, n. 1086	Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
D.M. LL.PP.	09.01.1996	Norme tecniche per l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
D.M. LL.PP.	04.05.1990	Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.
D.M. LL.PP.	11.03.1988	Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
D.M. LL.PP.	16.01.1996	Norme Tecniche per le costruzioni in Zone Sismiche.
Ordinanza P.C.M.	20.03.2003, n. 3272 (**)	Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
D.Lgs	30.04.1992, n. 285	Codice della strada.
D.P.R.	16.12.1992, n. 495	Regolamento di attuazione del codice della strada.
D.P.R.	24.07.1996, n. 503	Regolamento recante norme per l'eliminazione delle barriere architettoniche negli edifici, spazi e servizi pubblici.

NOTE

(*) Norma non cogente in quanto trattasi di adeguamento funzionale

(**) Vedere paragrafo successivo

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 8 di 45

3. INQUADRAMENTO SISMICO

3.1. Generalità

In analogia ai criteri assunti in fase di progettazione definitiva la verifica sismica delle strutture viene svolta in accordo alla seguente normativa (cui si rimanda per approfondimento e dettagli):

- **D.M. 16/01/96** “*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*”
- Circolare 10/04/97 n°65/AA.GG. – Istruzioni per l’applicazione delle “*Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche*” di cui ad D.M. 16.01.1996
- Ordinanza della protezione civile n.2788 del 12/06/1998 “*Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale*” GU 146 del 25/06/1998

Le prescrizioni di cui alla **OPCM n. 3274 del 20.03.2003** (con relativi decreti regionali) sono state considerate solo per quanto concerne la classificazione sismica del territorio nazionale. Nello specifico i Comuni interessati dall’intervento dell’intero asse stradale (*Ronco Scrivia, Fraconalto, Voltaggio*) vale quanto indicato in tabella n.3.1 di cui al seguito.

Regione	Comune	Vecchia classificazione sismica	OPCM 2003
Piemonte	Fraconalto	N.C.	3
	Voltaggio	N.C.	3
Liguria	Ronco Scrivia	N.C.	3

Tabella n.3.1 – Zonazione sismica del territorio interessato dall’intervento

La tabella n.3.1 evidenzia come i comuni lungo il tracciato siano interessati da un rischio sismico tendenzialmente medio-bassociò che trova conferma nei terremoti registrati nel basso Piemonte e in Liguria dal gennaio 1982 fino al novembre 2000 (dati del “*Catalogo sismico 1982-2000*” edito dalla Regione Piemonte in collaborazione con l’Università di Genova), che indicano come l’area oggetto di studio sia interessata in maniera limitata da eventi sismici e come questi siano caratterizzati perlopiù da profondità e magnitudo medio-bassa.

3.2. Coefficiente di intensità sismica (C)

La normativa di riferimento (DM 16/01/96) prevede che il coefficiente di intensità sismica (C) venga calcolato sulla base della correlazione di cui al seguito (con “S” si indica il *grado di sismicità* del comune):

$$C = \text{coefficiente di intensità sismica} = (S - 2) / 100$$

Nel caso specifico si considera:

$$S = 6$$

$$C = 0.04$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 9 di 45

3.3. Coefficiente di fondazione

Il parametro “ ϵ ” che definisce gli effetti di amplificazione locale viene definito in accordo alla seguente tabella n.3.2 in funzione delle caratteristiche stratigrafiche del terreno. Nel caso specifico si assume $\epsilon = 1$

Descrizione	ϵ
Strati superficiali alluvionali di spessore compreso tra 5 e 20m su substrato rigido	1.3
Altri casi	1.0

Tabella n.3.2 – Coefficiente di fondazione

3.4. Coefficiente di protezione sismica (I)

Nel caso delle verifiche degli elementi strutturali, la Norma impone che l'azione sismica venga moltiplicata per un fattore di importanza (I) variabile in funzione del tipo di opera come indicato in tabella n.3.3 di cui al seguito.

Opera	γ
Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi, etc)	1.4
Opere che presentano particolare rischio per le caratteristiche d'uso	1.2
Altri edifici	1.0

Tabella n.3.3 – Coefficiente di protezione sismica

In analogia a quanto assunto nel Progetto definitivo si considera:

$$I = 1.0$$

3.5. Coefficiente di risposta (R)

In assenza di specifica definizione del periodo fondamentale della struttura si assume in accordo con la Norma:

$$R = 1.0$$

4. MATERIALI

Calcestruzzo per sezione piena pozzi

- Classe di resistenza: **C20/25**
- Classe di esposizione: XC2
- Classe di consistenza Slump: S4-S5
- Classe contenuto cloruri: CI 0.4
- Diametro massimo aggregato: 32mm
- Copriferro: 100mm

Calcestruzzo per sezione cava pozzi

- Classe di resistenza: **C25/30**
- Classe di esposizione: XC2
- Classe di consistenza Slump: S3-S5
- Classe contenuto cloruri: CI 0.4
- Diametro massimo aggregato: 32mm
- Copriferro: 40mm

Magrone di livellamento

- Classe di resistenza: **C12/15**
- Contenuto minimo di cemento: 150kg/mc

Acciaio per armature lente

barre in acciaio **B450C**

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 11 di 45

5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO E STRATIGRAFICO

Con riferimento al profilo geologico "A-A" (cui si rimanda per i dettagli) si osserva che in corrispondenza dell'asse dei pozzi strutturali è presente una coltre detritica di spessore pari a 3-4m che insiste sul deposito di frana a tessitura caotica avente spessore prossimo a 14m. Al di sotto del corpo di frana è presente il substrato roccioso (AGI – argilloscisti di Costagiutta cataclasati e litoidi).

5.1. Parametri di resistenza al taglio

Nel complesso si possono considerare i seguenti parametri di resistenza al taglio (per i dettagli si rimanda alla "Relazione Geotecnica"):

COLTRE DETRITICA (c)

Scaglie di argilliti, sabbia e limo

- Peso specifico = 21kN/m^3
- Angolo di attrito interno = $29\div 33^\circ$
- Coesione efficace = $5\div 20\text{kPa}$

DEPOSITI IN FRANA

Scaglie di argille, sabbia e limo

- Peso specifico = 21kN/m^3
- Angolo di attrito interno = $22\div 26^\circ$
- Coesione efficace = $0\div 5\text{kPa}$

SUBSTRATO ROCCIOSO – ARGILLOSCISTI (AGI)

Cappellaccio di alterazione

- Peso specifico = $23\div 26\text{kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno = $(21\div)22^\circ$
- Coesione efficace = $20\div 100\text{kPa}$

Substrato integro

- Peso specifico = $26\div 27\text{kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno = $24\div 26^\circ$
- Coesione efficace = $150\text{-}350\text{kPa}$

5.2. Falda

Dal punto di vista idrogeologico, si osserva che le coperture detritiche e lo strato di cappellaccio di alterazione sono interessate da circolazioni d'acqua solo in via transitoria e con entità proporzionale alla piovosità stagionale. Ai fini delle analisi di seguito documentate si fa riferimento al livello della falda individuato sul citato profilo geologico "A-A" in base al quale in corrispondenza dei pozzi in oggetto la soggiacenza risulta pari a circa 8m da p.c. locale.

6. CRITERI DI ANALISI DEI POZZI E DELLE OPERE DI SOSTEGNO DEGLI SCAVI

L'analisi dei pozzi e delle relative opere di sostegno viene svolta sulla base della schematizzazione di seguito descritta ed illustrata in figura n.6.1.

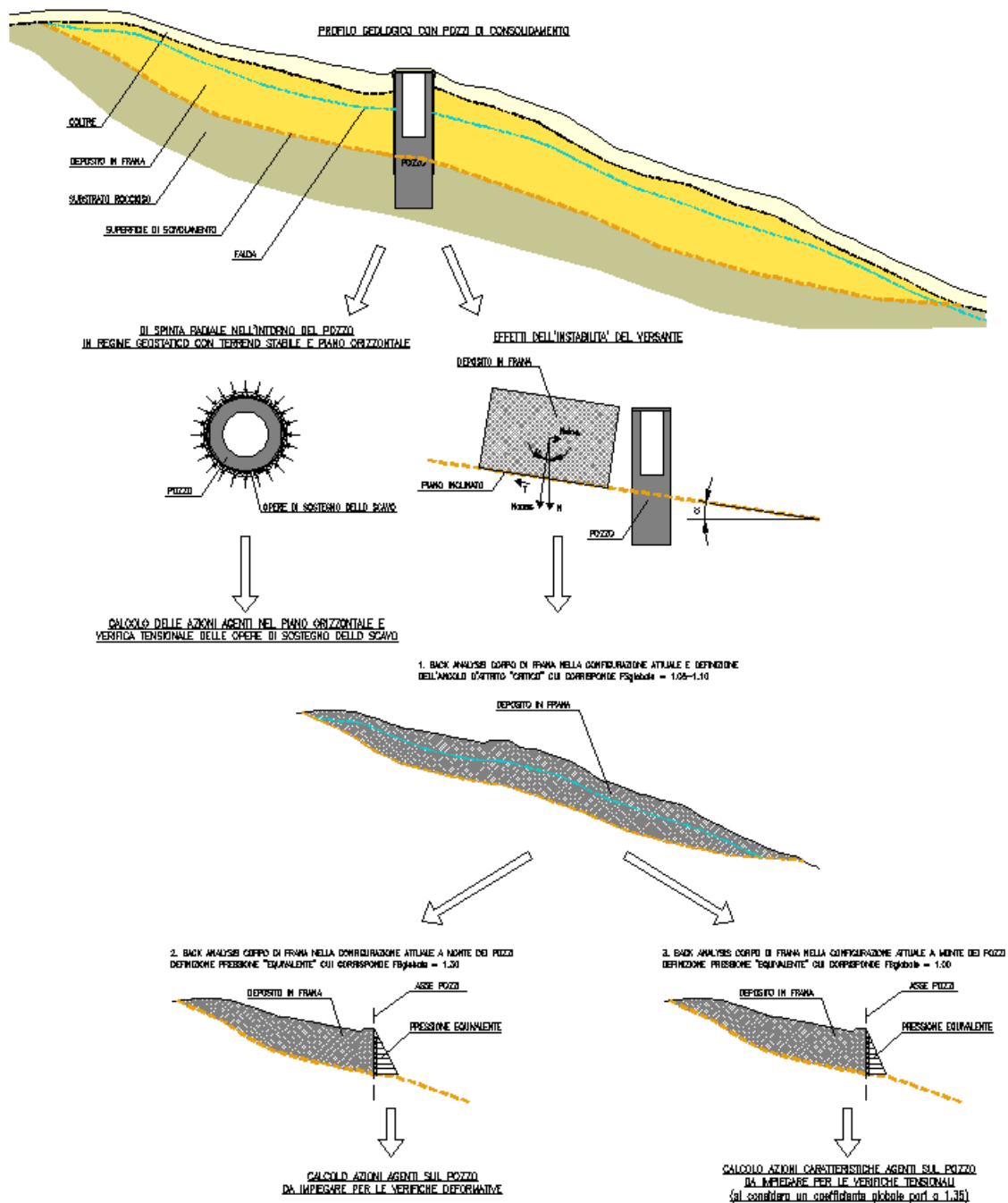


Figura n.6.1 – Approccio metodologico per analisi pozzi di consolidamento

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 13 di 45

- Il pozzo di consolidamento in oggetto è soggetto ad una spinta “radiale” in regime geostatico (terreno stabile e piano orizzontale) indotto dallo scavo circolare all'interno delle opere di sostegno e ad un regime di spinta nel piano verticale dovuto agli effetti di instabilità del corpo di frana a monte dei pozzi.
- Le opere di sostegno degli scavi vengono dimensionate con riferimento al regime di spinta radiale nell'intorno del pozzo, mentre la struttura in c.a. del pozzo (sezione piena e sezione cava) viene dimensionata con riferimento alla spinta trasmessa dall'ammasso in frana, secondo lo schema di un corpo rigido lungo un pendio inclinato in cui l'azione instabilizzante è data dalla componente del peso dell'ammasso parallela al pendio mentre l'azione stabilizzante è data dalla componente del peso dell'ammasso ortogonale al pendio moltiplicata per il coefficiente d'attrito lungo la superficie di scivolamento.

Nel caso specifico in studio la spinta esercitata dal corpo di frana viene determinata mediante tre specifiche analisi di stabilità:

- 1) Back analysis del corpo di frana nella configurazione attuale per definire il valore equivalente dell'angolo d'attrito “critico” lungo la superficie di scivolamento cui corrisponde un coefficiente di sicurezza (FS) pari a 1.05-1.10.
- 2) Analisi del corpo di frana sostituendo alla porzione posta a valle dei pozzi una distribuzione triangolare equivalente di pressione tale da garantire un coefficiente di sicurezza (FS) pari a circa 1.30 allo scivolamento.
- 3) Analisi del corpo di frana sostituendo alla porzione posta a valle dei pozzi una distribuzione triangolare equivalente di pressione tale da garantire un coefficiente di sicurezza (FS) pari a 1.05-1.10 allo scivolamento.

Le forze calcolate mediante le back analyses di cui ai punti 2) e 3) vengono così impiegate:

- Back analysis con ricerca di $FS = 1.30$ → Calcolo delle azioni agenti sul pozzo per verifiche deformative
- Back analysis con ricerca di $FS = 1.00$ → Calcolo delle azioni agenti sul pozzo per verifiche tensionali (si considera un coefficiente globale sulle azioni pari a 1.35).

7. CRITERI DI ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO DELLO SCAVO

Una valutazione della spinta esercitata sulle pareti di scavo di pozzi risulta estremamente difficile venendo quest'ultima a dipendere da numerosi fattori, fra i quali possono essere annoverati:

- il tempo (t_1) che intercorre fra lo scavo e l'inserimento degli elementi strutturali; quanto maggiore è t_1 tanto minore risulta la spinta sull'elemento strutturale;
- il tempo (t_2) intercorso tra l'inserimento degli elementi strutturali e il getto di riempimento; quanto minore è t_2 tanto minori sono le spinte che l'elemento strutturale deve sostenere;
- la deformabilità degli elementi strutturali;
- le caratteristiche del terreno circostante le pareti del pozzo (coefficiente di permeabilità, caratteristiche di resistenza, etc.).

Metodi di calcolo teorici che tengano conto degli aspetti sopra indicati risultano piuttosto complessi e pertanto poco utilizzati.

Nella pratica corrente si fa normalmente riferimento a soluzioni semiempiriche riportate ad esempio in Terzaghi & Peck (1948) e in NAVFAC DM-7 Design Manual (1971).

Poichè in presenza di falda la condizione più sfavorevole è quella drenata a lungo termine, la soluzione base di riferimento per la valutazione della spinta delle terre, cui va sommata la spinta dell'acqua, è quella relativa a terreni la cui resistenza al taglio è data dall'angolo di attrito (ϕ') ed eventualmente dalla coesione efficace (c').

Tale spinta può essere allora ricavata sulla base di quanto riportato in figura n.6.2 e figura n.6.3.

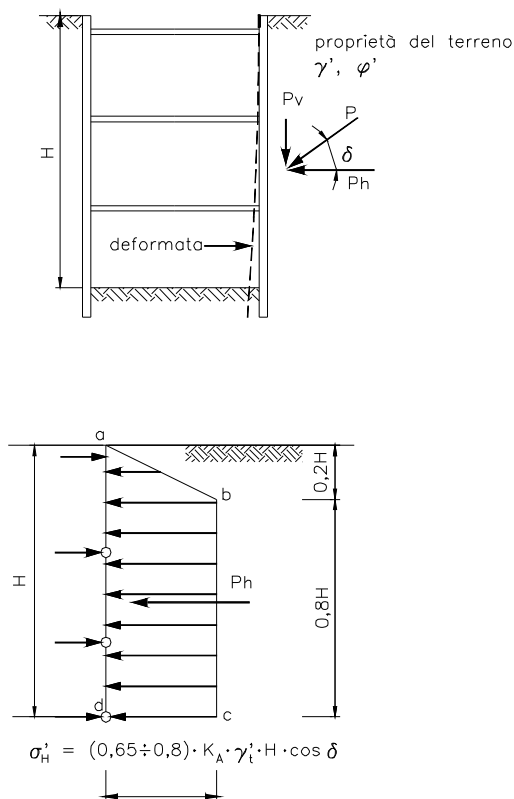


Figura n.6.2

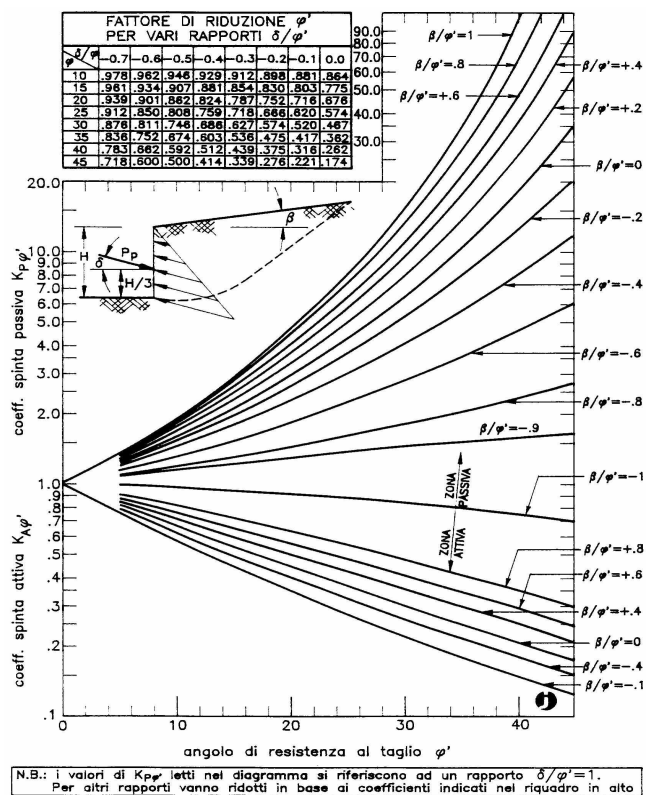


Figura n.6.3

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 15 di 45

Nel caso di terreni con coesione non nulla, in prima approssimazione può essere mantenuta la soluzione indicata in figura n.6.2, introducendo però nel calcolo coefficienti di spinta attiva equivalenti (k_a^*) valutabili nel modo seguente:

$$p_a = k_{a\phi} \cdot \gamma_t' \cdot H - c' \cdot k_{ac}$$

$$k_a^* = \frac{p_a}{\gamma_t' \cdot H}$$

essendo:

p_a	= spinta attiva agente a fondo scavo	(FL ⁻²)
$k_{a\phi}$	= coefficiente di spinta attiva valutabile con il grafico di figura n.6.3	(-)
k_{ac}	= $2 \cdot \sqrt{k_{a\phi} \cdot (1 + c_a/c')}$ = coefficiente di spinta attiva	(-)
c'	= coesione reale o apparente	(FL ⁻²)
γ_t'	= peso di volume sommerso	(FL ⁻³)

Per quanto riguarda la spinta dell'acqua, si trascura cautelativamente il fatto che le pareti di scavo risultano non impermeabili e che quindi non impediscono totalmente i moti di filtrazione; si considera pertanto una distribuzione di tipo idrostatico.

Note le spinte agenti radialmente sulle pareti di scavo dei pozzi di fondazione, la sezione delle centine e gli interessi possono essere valutati sulla base della seguente espressione:

$$i_{ce} \cdot R \cdot \sigma_h = A_{ce} \cdot f_y \cdot k$$

essendo:

i_{ce}	= interasse centine	(L)
R	= raggio del pozzo	(L)
σ_h	= spinta agente sulle pareti del pozzo	(FL ⁻²)
A_{ce}	= area della sezione delle centine	(L ²)
f_y	= tensione di snervamento	(FL ⁻²)
k	= coefficiente riduttivo	(-)

Il tubo di armatura del micropalo dovrà essere dimensionato in modo da soddisfare il seguente criterio:

$$M = \frac{\sigma_h \cdot i_{ce}^2}{12} < \frac{f_y \cdot k \cdot I}{r}$$

essendo:

M	= momento flessionale di una trave di lunghezza pari all'interasse delle centine, incastrata agli estremi	(FL)
i	= interasse dei micropali	(L)
I	= momento di inerzia del tubo di armatura del micropalo	(L ⁴)
r	= raggio del tubo di armatura del micropalo	(L)

8. CRITERI DI ANALISI DEL POZZO

8.1. Generalità

Il problema di interazione di un pozzo immerso in un terreno stratificato viene risolto ricorrendo al modello di Winkler con leggi di comportamento delle molle di tipo non lineare.

Il pozzo viene considerato come un prisma di rigidezza infinita, a base rettangolare o quadrata¹, sollecitato in testa da un sistema di forze esterne verticali, orizzontali e di momento (N, M, T) e lungo il fusto e alla base dalle reazioni del terreno (Ri).

In relazione al problema specifico possono essere considerati due casi (vedi figura n.6.4). Il caso a) si riferisce alla situazione in cui il pozzo è totalmente immerso in terreni stabili; dal lato della sicurezza le reazioni del terreno sono allora quelle sviluppabili al di sotto della quota dell'intradosso del plinto di fondazione. Nel caso b) si è in presenza di materiali instabili che possono esercitare spinte (Sp) sul pozzo; dal lato della sicurezza le reazioni del terreno vengono allora calcolate a partire dalla quota di inizio, lato valle, del terreno stabile; le spinte esercitate dal terreno instabile vengono riportate alla quota intradosso del plinto di fondazione e sommate ad eventuali carichi orizzontali esterni M e T.

Tenendo conto della stratificazione, il pozzo viene suddiviso in conci secondo lo schema riportato in figura n.6.5. Al centro di ciascun elemento rettangolare o quadrato in cui vengono suddivise le quattro pareti laterali e la base del pozzo sono collocate le molle di reazione del terreno.

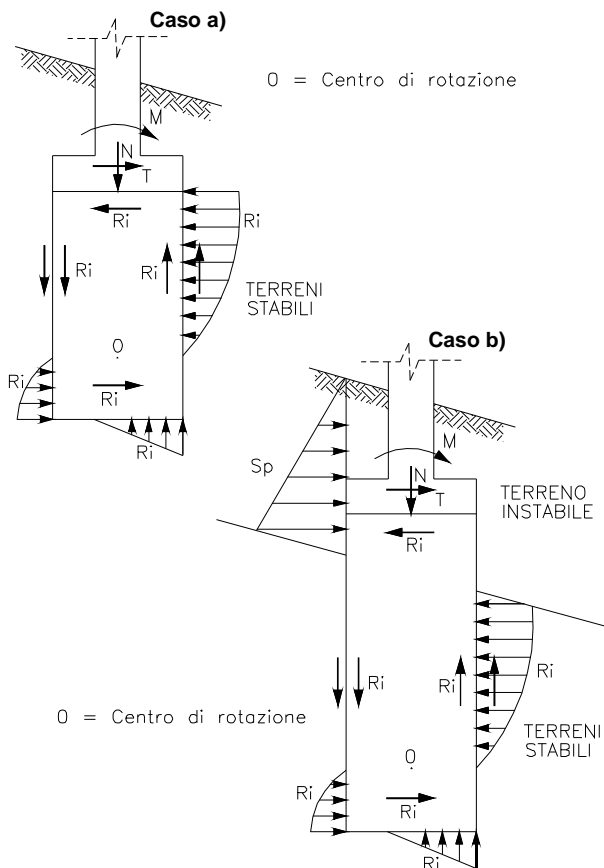


Figura n.6.4

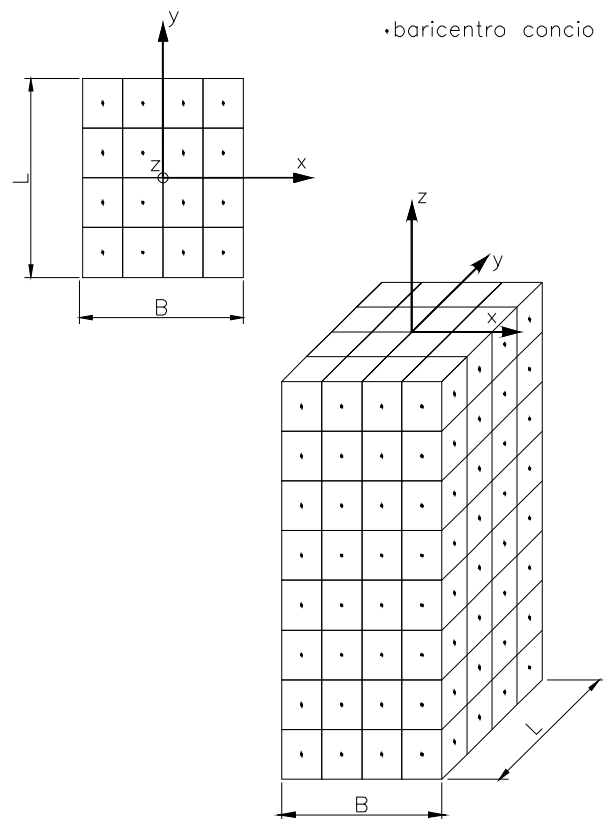


Figura n.6.5

¹ Nel caso di sezioni circolari si può fare riferimento ad una sezione quadrata equivalente di uguale area.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 17 di 45

8.2. Caratteristiche delle molle di reazione del terreno

Le molle di reazione del terreno lungo il fusto constano di una componente normale e di una tangenziale (di attrito); le molle di reazione del terreno alla base sono caratterizzate dalla sola componente normale.

8.2.1. Componente normale delle reazioni del terreno

Le legge che governa il comportamento della componente normale delle molle di reazione del terreno è del tipo elastico non lineare plastico. Il modulo di reazione di Winkler secante è valutato sulla base della seguente espressione:

$$\frac{k_w}{k_{wo}} = \frac{1}{1+k \cdot p/p_u}$$

essendo:

k_{wo}	=	modulo di reazione di Winkler corrispondente a gradi di mobilitazione della reazione normale piccolissimi	(FL ⁻³)
k_w	=	modulo di reazione di Winkler secante corrispondente al grado di mobilitazione indotto della reazione del terreno	(FL ⁻³)
p	=	reazione del terreno mobilitata	(FL ⁻²)
p_u	=	reazione limite del terreno	(FL ⁻²)
k	=	costante empirica funzione del tipo di terreno	(-)

Il valore della costante k può essere stimato sulla base delle considerazioni riportate in Stroud [1988] e dei diagrammi di cui alle figure n.6.6-6.8 rispettivamente per sabbie/ghiaie, argille e rocce tenere.

Il legame tra il modulo di reazione di Winkler (k_w) e il modulo di Young (E) del terreno è ottenuto in prima approssimazione facendo ricorso alle soluzioni basate sulla teoria di elasticità relative ai casi di:

- aree di forma rettangolare, disposte verticalmente all'interno del semispazio omogeneo ed isotropo, sottoposte ad un carico uniforme in direzione orizzontale (Poulos & Davis [1974], pp.97-98);
- fondazioni superficiali rigide, di forma circolare, poggianti sul semispazio omogeneo ed isotropo, sottoposte a carichi verticali (b_1) o a momenti (b_2) (Poulos & Davis [1974], pp.166-167);
- fondazioni rigide, di forma circolare, poggianti in profondità sul semispazio omogeneo ed isotropo, sottoposte a carichi verticali (c_1) e di momento (c_2) (Poulos & Davis [1974], pp. 180-181; Ledeniev & Scheliapin [1970]).

Nel caso di pozzi soggetti a rilevanti carichi orizzontali, poichè l'andamento delle pressioni lungo il fusto e alla base risulta di tipo triangolare, per semplicità i coefficienti di Winkler valutabili con le soluzioni di cui ai punti a) e c_1) vengono moltiplicati rispettivamente per 3 e per 2, valori questi ultimi deducibili dal confronto delle soluzioni b_1)- b_2) o c_1)- c_2). Nel caso di pozzi soggetti a modesti carichi orizzontali, poichè l'andamento delle pressioni alla base risulta di tipo rettangolare o al più trapezoidale, per semplicità, e a favore di sicurezza, verranno mantenuti per la base i coefficienti di Winkler valutabili con la soluzione di cui al punto c_1).

Il valore delle reazioni limite normali del terreno (p_u) sono valutate sulla base delle indicazioni fornite da Brinch Hansen [1961] (lungo il fusto) e di Brinch Hansen [1970] (alla base).

- dati sperimentali relativi a sabbie e ghiaie sovraconsolidate (Stroud, 1988)

$$\text{---+---} \quad \frac{E'_r}{E'_o} = \frac{1}{1+K \cdot p/p_u}$$

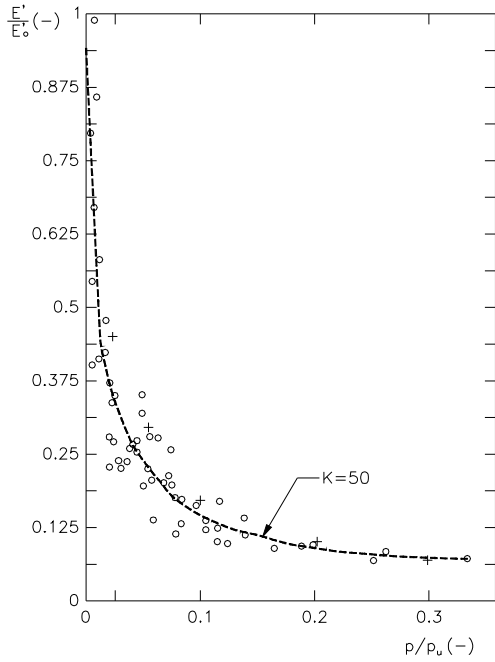


Figura n.6.6

- dati sperimentali relativi a sabbie e ghiaie sovraconsolidate (Stroud, 1988)

$$\text{---+---} \quad \frac{E'_r}{E'_o} = \frac{1}{1+K \cdot p/p_u}$$

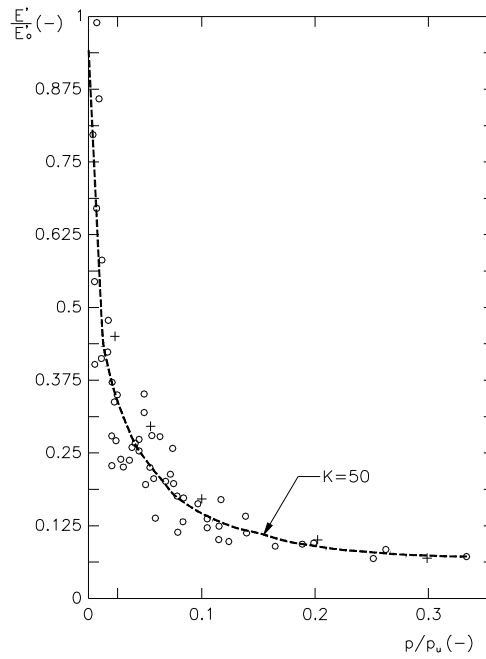


Figura n.6.7

- dati sperimentali relativi a rocce tenere (marne ed arenarie) (Stroud, 1988)

$$\text{---+---} \quad \frac{E'_r}{E'_o} = \frac{1}{1+K \cdot p/p_u}$$

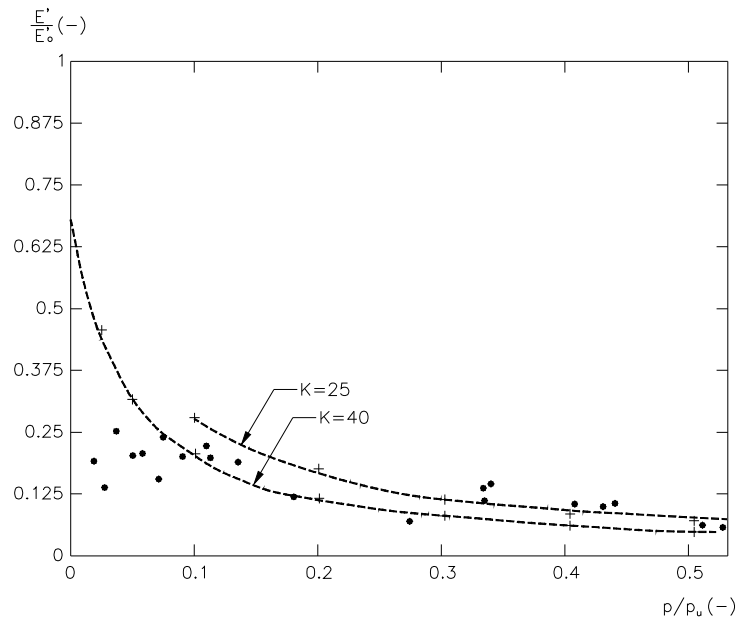


Figura n.6.8

8.2.2. Reazioni limite lungo il fusto

In presenza di materiali schematizzabili con modelli rigido-plastici e criteri di rottura di Mohr-Coulomb (angolo di attrito ϕ' e coesione c') o di Tresca (resistenza al taglio non drenata c_u) le reazioni limiti (p_u), esercitabili dalle terre lungo il fusto del pozzo in condizioni drenate e non drenate, possono essere valutate con la seguente espressione (Brinch Hansen [1961]):

$$p_u = \sigma'_v \cdot k_{t\phi} + c' \cdot k_{tc}$$

$$p_u = c_u \cdot k_{tc}$$

essendo

σ'_v = pressione efficace alla generica profondità (FL^{-2})

$k_{t\phi}$ □ = coefficiente di spinta tridimensionale alla generica profondità dovuto alla componente di resistenza di attrito (-)

k_{tc} = coefficiente di spinta tridimensionale alla generica profondità dovuto alla componente di resistenza di coesione (-)

I coefficienti di spinta $k_{t\phi}$ e k_{tc} sono ricavabili dai grafici di figura n.6.9 in funzione dell'angolo di attrito ϕ' e dell'infissione relativa z/B , essendo z la profondità generica rispetto al piano campagna, lato valle, e B il diametro del pozzo.

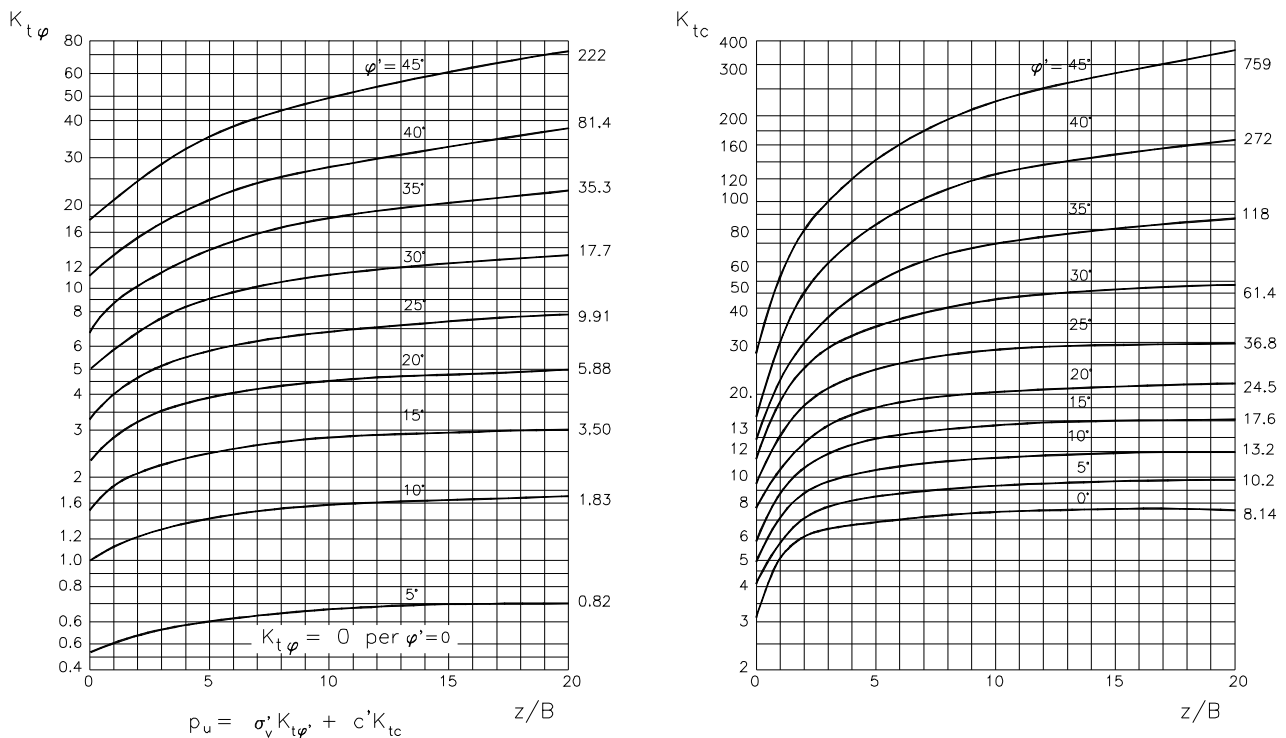


Figura n.6.9

8.2.3. Reazioni limite alla base

In presenza di materiali schematizzabili con modelli rigido-plastici e criteri di rottura di Mohr-Coulomb (angolo di attrito ϕ' e coesione c') o di Tresca (resistenza al taglio non drenata c_u) le reazioni limiti (p_u), esercitabili dalle terre alla base del pozzo in condizioni drenate e non drenate, possono essere valutate dal lato della sicurezza con le seguenti espressioni (Brinch Hansen [1970]):

$$p_u = q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c$$

$$p_u = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s_{c0} + d_{c0}) + q$$

essendo:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \cdot \tan^2(45 + \phi'/2) = \text{coefficiente di capacit\`a portante} \quad (-)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi' = \text{coefficiente di capacit\`a portante} \quad (-)$$

$$q' = \text{pressione geostatica verticale efficace agente alla quota di imposta del pozzo, lato valle} \quad (\text{FL}^{-2})$$

$$D = \text{profondit\`a della base del pozzo rispetto al piano campagna} \quad (\text{L})$$

$$B = \text{dimensione del pozzo parrallela alla direzione dei carichi orizzontali} \quad (\text{L})$$

$$L = \text{dimensione del pozzo ortogonale a B} \quad (\text{L})$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \cdot \frac{B}{L} = \text{coefficiente di forma} \quad (-)$$

$$s_c = s_q = \text{coefficiente di forma per } \phi' > 25^\circ \quad (-)$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \text{coefficiente di forma per } \phi' < 25^\circ \quad (-)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \frac{D}{B} = \text{coefficiente di affondamento della fondazione per } D/B < 1 \quad (-)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) = \text{coefficiente di affondamento della fondazione per } D/B > 1 \quad (-)$$

$$d_c = \frac{d_q \cdot s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \text{coefficiente di affondamento della fondazione} \quad (-)$$

$$s_{c0} = 0.2 \cdot \frac{B}{L} = \text{coefficiente di forma} \quad (-)$$

$$d_{c0} = 0.4 \cdot \frac{D}{B} = \text{coefficiente di affondamento della fondazione per } D/B < 1 \quad (-)$$

$$d_{c0} = 0.4 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) = \text{coefficiente di affondamento della fondazione per } D/B > 1 \quad (-)$$

$$q = \text{pressione geostatica verticale totale agente alla quota di imposta del pozzo, lato valle} \quad (\text{FL}^{-2})$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 21 di 45

E' inteso che le reazioni limite calcolate risultano di compressione; nel caso in cui gli spostamenti alla base del pozzo fossero tali da generare sforzi di trazione in corrispondenza di un concio generico, la reazione in tale concio viene imposta pari a zero.

8.2.4. Caratteristiche della componente tangenziale delle reazioni del terreno

Le molle di attrito sulle quattro facce laterali del pozzo sono rappresentate da una bilatera; la bilatera è rappresentata dal valore limite (τ_{lim}) dell'aderenza laterale esercitabile tra pozzo e terreno e dal valore dello spostamento critico (y_{crit}) in corrispondenza del quale si ha la completa mobilitazione dell'aderenza laterale limite.

La bilatera è assunta identica nella direzione verticale ed orizzontale.

8.3. Procedimento di calcolo

Il calcolo di un pozzo di diametro e lunghezza prefissata, sollecitato da un definito sistema di forze esterne dovute come nel caso in oggetto alla spinta dell'ammasso in frana) avviene per successive iterazioni in base allo schema seguente:

- a) imposizione di uno spostamento verticale e di una rotazione attorno al centro di rotazione di primo tentativo;
- b) valutazione degli spostamenti normali e tangenziali indotti in corrispondenza del baricentro di ogni elemento in cui è suddiviso il pozzo;
- c) valutazione delle reazioni normali e tangenziali lungo il fusto e alla base del pozzo in funzione dello spostamenti calcolati al punto b); per quanto riguarda i moduli di reazione di Winkler si fa riferimento inizialmente riferimento ai valori k_{wo} ;
- d) verifica delle condizioni di equilibrio alla traslazione verticale, orizzontale e alla rotazione attorno al centro di rotazione; se tale verifica non è soddisfatta il calcolo di cui ai punti a), b), c) e d) viene ripetuto con altri valori degli spostamenti verticali e delle rotazioni, o variando la posizione del centro di rotazione, fino a convergenza;
- e) valutazione del grado di mobilitazione p/p_u in corrispondenza di ogni elemento in cui è suddiviso il pozzo e verifica della congruenza dei moduli di reazione di Winkler; se i moduli di primo tentativo non sono congruenti con il grado di mobilitazione indotto la procedura di calcolo di cui ai punti precedenti viene ripetuta fino a convergenza.

9. ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO DEGLI SCAVI

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 22 di 45

9.1. Geometria dello scavo e caratteristiche delle opere di sostegno

Si richiamano di seguito le principali caratteristiche dello scavo e delle opere di sostegno per la realizzazione dei pozzi in oggetto (per maggiori dettagli si rimanda agli specifici elaborati grafici):

Altezza dello scavo:	27.00m
Diametro dello scavo	7.50m
Diametro di perforazione micropali:	240mm
Armatura micropali:	168.3/10mm
Lunghezza micropali:	20m
Interasse micropali:	0.40m
Centine di ripartizione:	2xHEB160 interasse 2.50m fino a 17.50m da testa pozzo 2xHEB120 interasse 1.00m oltre 17.50m da testa pozzo

9.2. Ipotesi generali di calcolo

Le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di sostegno sono state svolte sotto le seguenti ipotesi generali di calcolo:

$\delta/\phi' = 0.80$	angolo di attrito struttura terreno
$\alpha = 0.70$	coefficiente di Terzaghi per il calcolo della spinta agente sul pozzo
$K_D = 1.30$	coefficiente amplificativo del fronte di spinta
$K_{AS} = 1.10$	coefficiente amplificativo al fine di tener conto dell'asimmetria delle spinte
$\alpha_w = 1.0$	coefficiente riduttivo pressione idrostatica
$z_w = 13.00m$	quota falda da p.c. locale (si tiene conto dell'effetto dei dreni sub-orizzontali)

Nel calcolo, inoltre, si è cautelativamente trascurato il contributo resistente dello spritz-beton armato nella parte di pozzo realizzata per sottomurazione.

9.3. Stratigrafia e parametri geotecnici

Nella seguente tabella n.9.1 è riassunto il dettaglio della stratigrafia e dei parametri geotecnici assunti nel calcolo.

Strato	spessore (m)	Z letto strato (m)	ϕ' (°)	δ (°)	k_a (-)	c' (kPa)	γ (°)	γ_{sat} (°)
1	4	4.00	29.0	23.2	0.28	5.0	21.0	21.0
2	14	18.00	22.0	17.6	0.38	0.0	21.0	21.0
3	10	28.00	21.0	16.8	0.40	50.0	23.0	23.0
4		28.00						
5		28.00						

la profondità massima del letto dello strato deve essere pari o superiore all'altezza del pozzo

ϕ'	=	angolo di attrito del terreno
δ	=	angolo di attrito terreno-struttura
k_a	=	coefficiente di spinta attiva
c'	=	intercetta di coesione
γ	=	peso di volume naturale del terreno
γ_{sat}	=	peso di volume del terreno saturo

Tabella n.9.1 – Caratteristiche stratigrafiche e geotecniche

9.4. Risultati e verifiche

Nella seguente tabella n.9.2 sono riassunti i risultati dell'analisi delle opere di sostegno degli scavi e le relative verifiche dei micropali e delle centine. Per i dettagli relativi ad i criteri di analisi e di verifica si rimanda al capitolo 7.



γ_w	9.81	(kN/m ³)	peso specifico dell'acqua	n	10	(-)	coefficiente di omogeneizzazione calcestruzzo
z_w	13.00	(m)	quota falda (da p.c.)	γ_{SLU}	1.30	(-)	coefficiente moltiplicativo per il calcolo agli SLU
D	7.50	(m)	diametro pozzo	σ_{amm}	240	(MPa)	tensione ammissibile acciaio centine/micropali
H	27.00	(m)	altezza pozzo	$f_{yk,centine}$	355	(MPa)	tensione di snervamento dell'acciaio centine/micropali

α	0.70	(-)	coefficiente di Terzaghi per il calcolo della spinta agente sul pozzo (0.65-0.8)				
K_D	1.30	(-)	coefficiente amplificativo del fronte di spinta (>=1.0)				
K_{AS}	1.10	(-)	coefficiente amplificativo al fine di tener conto dell'asimmetria delle spinte (>=1)				
α_w	1.00	(-)	coefficiente riduttivo pressione idrostatica (0.7-1.0)				

i	0.40	(m)	interasse micropali coronella	$R_{ck,CLS}$	30	(MPa)	calcestruzzo trave
d	168.30	(mm)	diametro del tubo di armatura	$R_{ck,spritz}$	25	(MPa)	calcestruzzo spritz beton
r	0.084	(m)	raggio del tubo di armatura del micropalo	$\sigma_{amm,CLS}$	6.83	(MPa)	resistenza a compressione del calcestruzzo
p	10.0	(mm)	spessore tubo	$\sigma_{amm,spritz}$	5.95	(MPa)	resistenza a compressione dello spritz
I	1.56E-05	(m ⁴)	momento d'inerzia del tubo di armatura del micropalo	0.85 $f_{cd,CLS}$	13.23	(MPa)	cis trave
α	12	(-)	coefficiente funzione del tipo di incastro del micropalo	0.85 $f_{cd,spritz}$	11.02	(MPa)	spritz - beton
N	25	(-)	N° travi/centine (massimo 33)				

	σ_{amm} (MPa)	f_{yk} (MPa)
Fe510	240	355
Fe430	190	275
Fe360	160	235

quota (m)	travi / centine T / C	OMOG. SI / NO	TRAVI				CENTINE			SPRITZ	pressioni			verifica centine-travi (SLU)		verifica micropali (SLU)						
			H (m)	B (m)	n_{ferri} (-)	ϕ_{arm} (mm)	sigla	n° centine (-)	area singola (cm ²)	spessore (cm)	u^* (kPa)	P_{max} (kPa)	$P_{calcolo}$ (kPa)	N_{max} (kN)	$N_{resistente}$ (kN)	M (kNm)	M_{res} (kNm)					
0.00	T	NO	1.00	1.00	5	20	HEB	160	2	54	0	0	14	19	118	###	###	1	<	66	ok	
2.50	C	NO					HEB	160	2	54	0	0	54	78	948	<	3852	ok	21	<	66	ok
5.00	C	NO					HEB	160	2	54	0	0	109	156	1896	<	3852	ok	42	<	66	ok
7.50	C	NO					HEB	160	2	54	0	0	117	168	2047	<	3852	ok	45	<	66	ok
10.00	C	NO					HEB	160	2	54	0	0	117	168	2047	<	3852	ok	45	<	66	ok
12.50	C	NO					HEB	160	2	54	0	0	117	168	2047	<	3852	ok	45	<	66	ok
15.00	C	NO					HEB	160	2	54	20	20	117	196	2389	<	3852	ok	53	<	66	ok
17.50	C	NO					HEB	160	2	54	39	39	117	223	1525	<	3852	ok	19	<	66	ok
17.80	C	NO					HEB	120	1	34	20	48	117	237	636	<	1207	ok	3	<	66	ok
18.60	C	NO					HEB	120	1	34	20	54	81	193	517	<	1207	ok	3	<	66	ok
18.90	C	NO					HEB	120	1	34	20	59	81	201	538	<	1207	ok	3	<	66	ok
19.70	C	NO					HEB	120	1	34	20	65	81	208	558	<	1207	ok	3	<	66	ok
20.00	C	NO					HEB	120	1	34	20	70	81	216	579	<	1207	ok	3	<	66	ok
20.80	C	NO					HEB	120	1	34	20	75	81	224	600	<	1207	ok	3	<	66	ok
21.10	C	NO					HEB	120	1	34	20	81	81	231	621	<	1207	ok	3	<	66	ok
21.90	C	NO					HEB	120	1	34	20	86	81	239	641	<	1207	ok	3	<	66	ok
22.20	C	NO					HEB	120	1	34	20	91	81	247	662	<	1207	ok	3	<	66	ok
23.00	C	NO					HEB	120	1	34	20	97	81	255	683	<	1207	ok	3	<	66	ok
23.30	C	NO					HEB	120	1	34	20	102	81	262	703	<	1207	ok	3	<	66	ok
24.10	C	NO					HEB	120	1	34	20	108	81	270	724	<	1207	ok	4	<	66	ok
24.40	C	NO					HEB	120	1	34	20	113	81	278	745	<	1207	ok	4	<	66	ok
25.20	C	NO					HEB	120	1	34	20	118	81	285	765	<	1207	ok	4	<	66	ok
25.50	C	NO					HEB	120	1	34	20	124	81	293	786	<	1207	ok	4	<	66	ok
26.30	C	NO					HEB	120	1	34	20	129	81	301	807	<	1207	ok	4	<	66	ok
26.60	C	NO					HEB	120	1	34	20	135	81	309	827	<	1207	ok	4	<	66	ok

- travi/centine** = indicare se l'elemento di rinforzo è una trave in cls (T) o una centina metallica (C)
- OMOG.** = indicare SI nel caso si voglia una verifica in cui l'area dell'acciaio è omogeneizzata al calcestruzzo; il caso NO è applicato al caso in cui siano presenti le sole centine, senza spritz-beton
- H** = altezza trave
- B** = larghezza trave
- n_{ferri}** = numero dei ferri di armatura della trave
- ϕ_{arm}** = diametro dei ferri di armatura
- u^*** = pressione idrostatica, eventualmente ridotta mediante il coefficiente α_w
- P_{max}** = spinta delle sole terre
- $P_{calcolo}$** = $u^* + P_{max}$

Tabella n.9.2 – Risultati e verifica opere di sostegno

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 25 di 45

10. ANALISI DEI POZZI STRUTTURALI

10.1. Back analysis del deposito in frana

Con riferimento all'approccio metodologico di cui alla figura n.6.1, la back analysis del deposito in frana nella configurazione attuale è stato svolto considerando sia il profilo geologico "A-A" rappresentativo dell'assetto stratigrafico in corrispondenza dei pozzi strutturali in oggetto che il profilo geologico "B-B" rappresentativo dell'assetto stratigrafico in corrispondenza del muro in terra rinforzata MR01 (a monte) e dei pozzi drenanti (a valle).

Nello specifico si fa riferimento alla nota teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

Tale approccio consente di svincolarsi da tutte le complesse problematiche legate all'analisi dello stato deformativo dell'ammasso e di definire un semplice fattore di sicurezza, convenzionalmente valutato come rapporto tra le forze di taglio potenzialmente mobilitabili lungo la superficie di rottura analizzata e le forze di taglio effettivamente mobilitate sotto l'azione delle forze agenti sull'ammasso (pesi propri, carichi esterni, ecc.).

La letteratura tecnica documenta numerosi metodi per il calcolo del fattore di sicurezza; tra di essi si è optato per quello proposto da Bishop (1955) "semplificato" per superfici di rottura di forma generica.

I risultati delle analisi sono illustrati nelle seguenti figure n.10.1 e n.10.2. Si verifica quanto segue:

- nel caso del profilo "A-A" l'angolo d'attrito "critico" (ϕ_c) cui corrisponde un coefficiente di sicurezza dell'ammasso in frana (FS) pari a 1.05-1.10 è pari a 24°.
- nel caso del profilo "B-B" l'angolo d'attrito "critico" (ϕ_c) cui corrisponde un coefficiente di sicurezza dell'ammasso in frana (FS) pari a 1.05-1.10 è pari 18°. Si precisa che in questo caso l'analisi si riferisce ad una potenziale superficie di scivolamento "globale" con punto di entrata lato monte in corrispondenza della viabilità attuale (per maggiori dettagli circa le verifiche di stabilità globale lungo il profilo geologico "B-B" si rimanda alla relazione "Verifiche di stabilità del versante in frana").

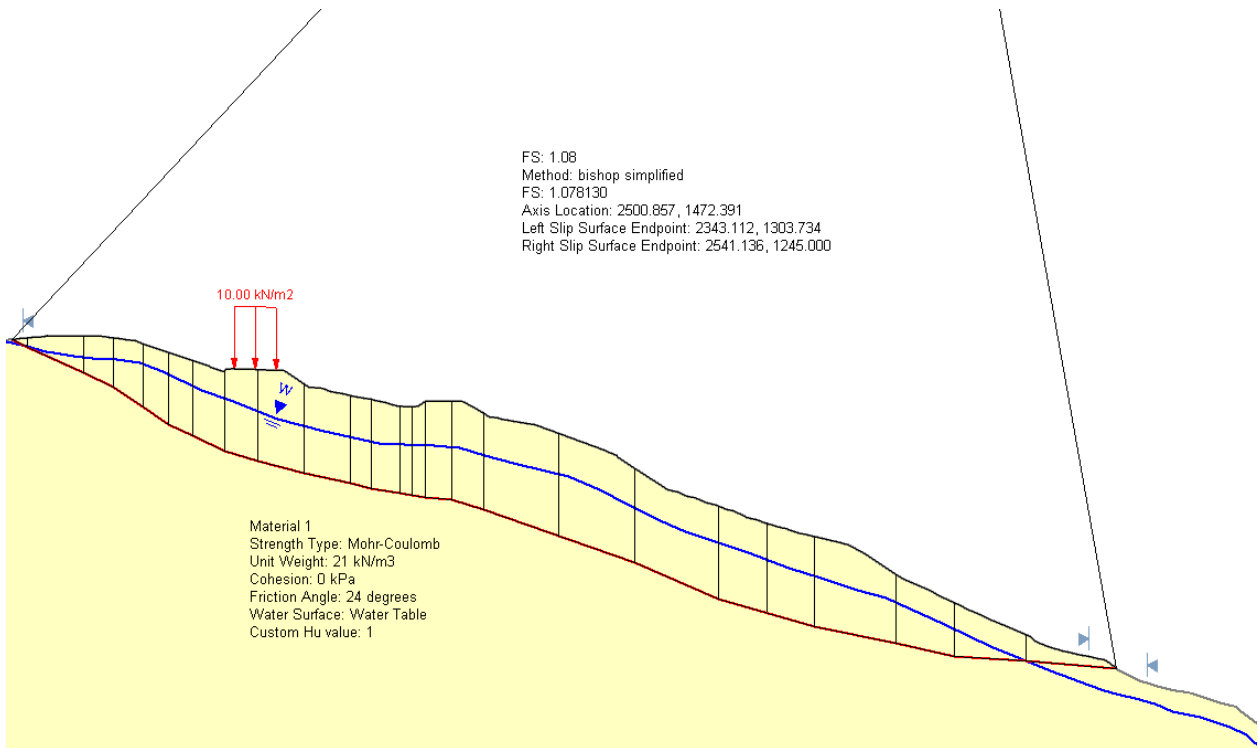


Figura n.10.1 – Back analysis pendio – Profilo “A-A”

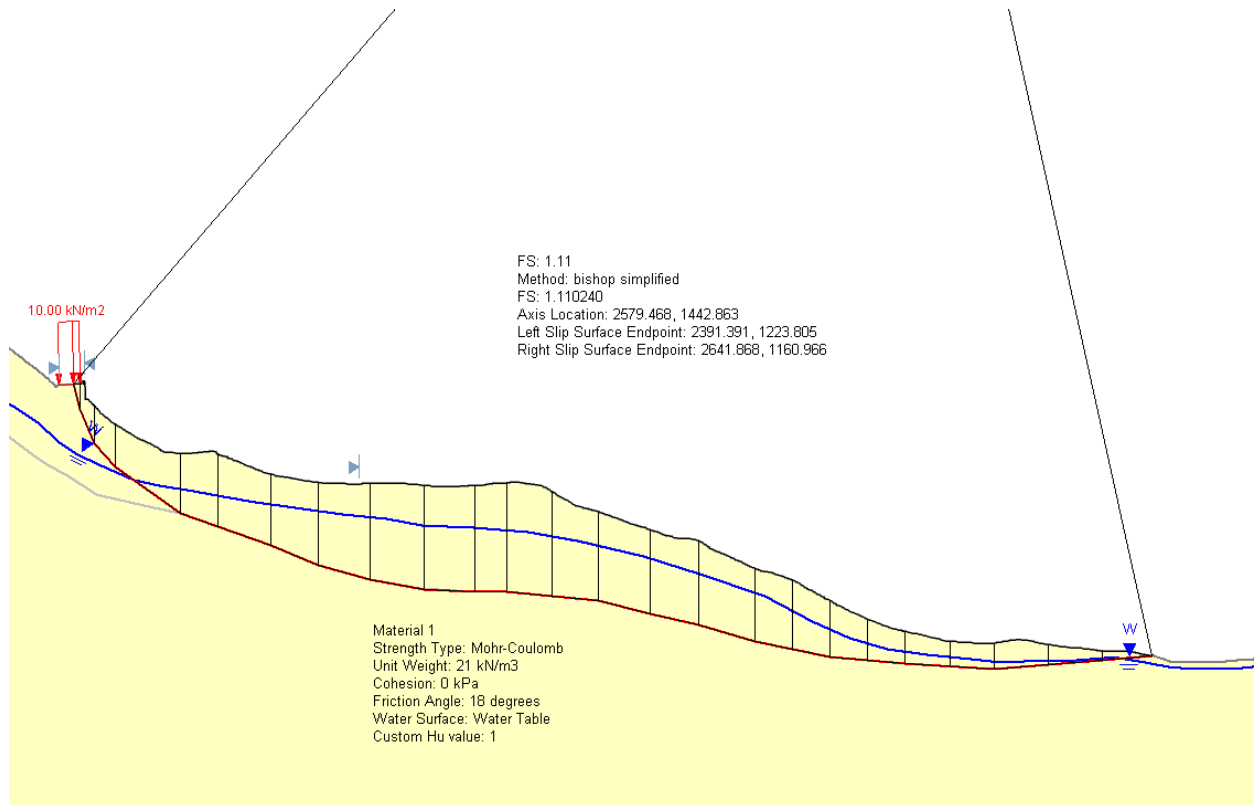


Figura n.10.2 – Back analysis pendio – Profilo “B-B”

10.2. Calcolo delle spinte agenti sui pozzi

Sulla base dei risultati sopra illustrati, nelle analisi di stabilità finalizzate al calcolo della spinta esercitata dall'ammasso in frana sui pozzi, si assume cautelativamente quale valore di riferimento dell'angolo d'attrito "critico" per l'ammasso in frana in caso di mobilitazione lungo la superficie di scivolamento, il valore ϕ_c pari a 18° .

Nelle seguenti figure n.10.3 e n.10.4 sono illustrati i risultati dell'analisi di stabilità svolte sul profilo "A-A" in cui è stata rimossa la porzione dell'ammasso in frana a valle dei pozzi sostituendola con un diagramma triangolare di pressione in grado di garantire un fattore di sicurezza (FS) dell'ammasso in frana a monte dei pozzi rispettivamente pari a 1.30 e 1.00. Si osserva che è stata messa in conto anche la pressione idrostatica dell'acqua considerando un battente di 3m.

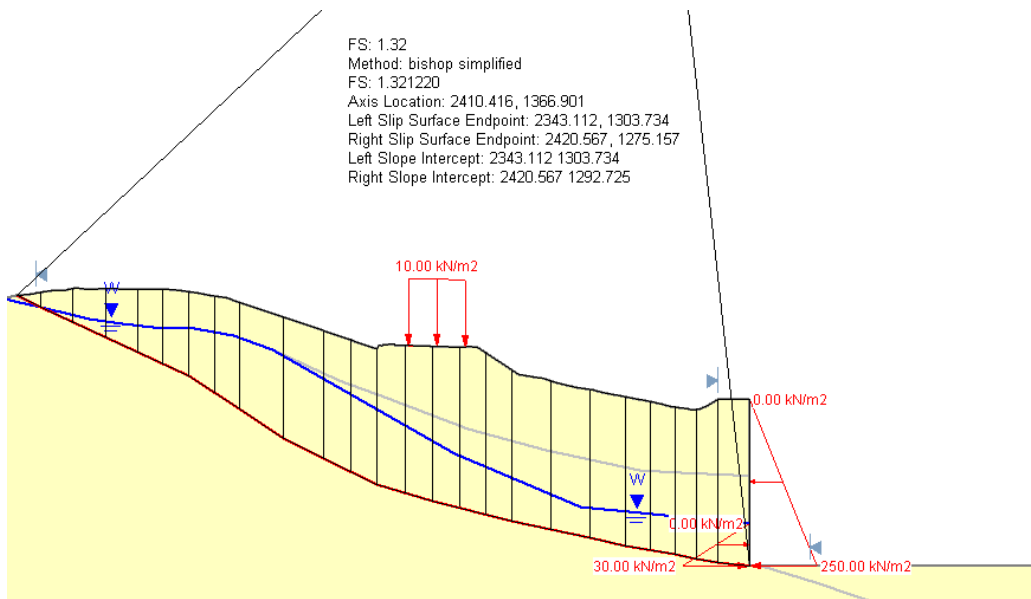


Figura n.10.3 – Calcolo spinta equivalente (FS = 1.30)

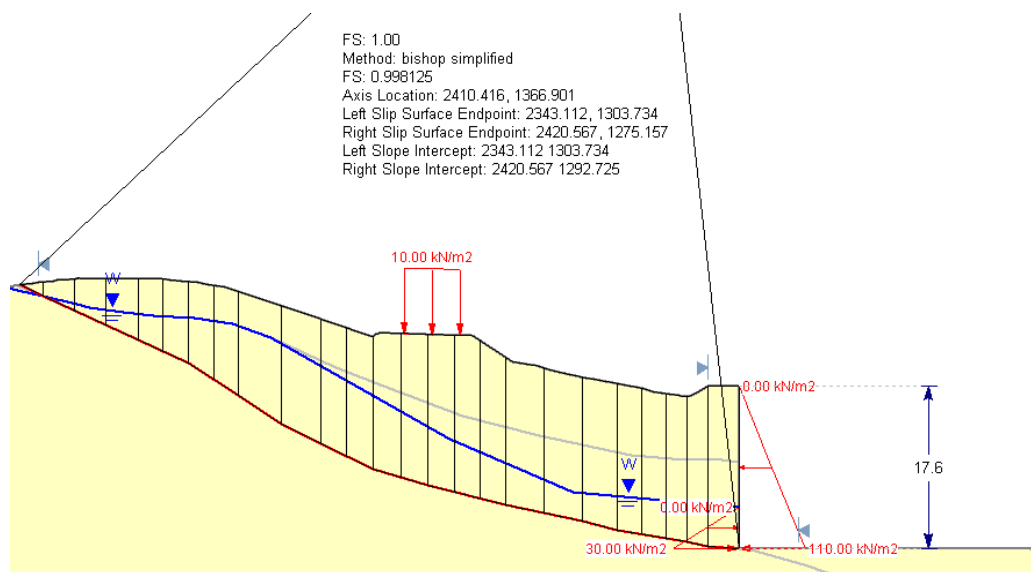


Figura n.10.4 – Calcolo spinta equivalente (FS = 1.00)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 28 di 45

Si verifica che il valore massimo della pressione equivalente, su un'altezza pari a 17.60m, vale:

- Back analysis con ricerca di FS = 1.30 (verifiche deformative) → $p_{max} = 250\text{kPa}$
- Back analysis con ricerca di FS = 1.30 (verifiche tensionali) → $p_{max} = 110\text{kPa}$

Considerando che i pozzi in progetto sono posizionati con interasse pari a 16m, si verifica che la forza massima agente sui pozzi alla base dell'ammasso in frana da impiegare per le verifiche deformative e tensionali vale:

- Verifiche deformative → $F_{max} = 250 \times 16 = 4'000\text{kN/m}$
- Verifiche tensionali → $F_{max} = 110 \times 16 = 1'760\text{kN/m}$

10.3. Geometria del pozzo

Si richiamano di seguito le principali caratteristiche dei pozzi strutturali di consolidamento in oggetto (per maggiori dettagli si rimanda agli specifici elaborati grafici):

Altezza del pozzo:	27.00m
Diametro esterno:	7.50m
Diametro interno (sezione cava):	4.50m
Spessore pareti (sezione cava):	1.50m
Altezza sezione cava:	12.70m
Spessore soletta di copertura:	0.30m

10.4. Ipotesi generali di calcolo

Le analisi sono state svolte sotto le seguenti ipotesi generali di calcolo:

Forma del pozzo:	circolare cava
Quota testa pozzo:	coincidente con p.c. locale
Δv = altezza conci in cui è suddiviso il pozzo:	1.00m
Δh = larghezza conci in cui è suddiviso il pozzo:	0.25m
α = coefficiente moltiplicativo della superficie laterale del pozzo:	0.25
z_w = quota falda da p.c. locale:	13m
H_F = altezza dello spessore "in frana":	17m
H_{IMM} = altezza di immorsamento:	10m
B = inclinazione del piano campagna:	10°
Legge di variazione del modulo elastico con la profondità:	lineare
Spostamento verticale critico per la mobilitazione dell'attrito:	2cm
Legge di variazione del modulo di reazione con la profondità:	lineare
N_x = coeff. moltiplicativo rigidità laterale:	2.0
N_y = coeff. moltiplicativo rigidità di base:	2.0

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 295"> <tr> <td>Foglio 29 di 45</td> </tr> </table>	Foglio 29 di 45
Foglio 29 di 45		

Peso specifico del pozzo:

25kN/mc

S_{Fp} = spinta esercitata a piede frana:

4'000kN/m (verifiche de formative)

1'760kN/m (verifiche tensionali)

10.5. Risultati

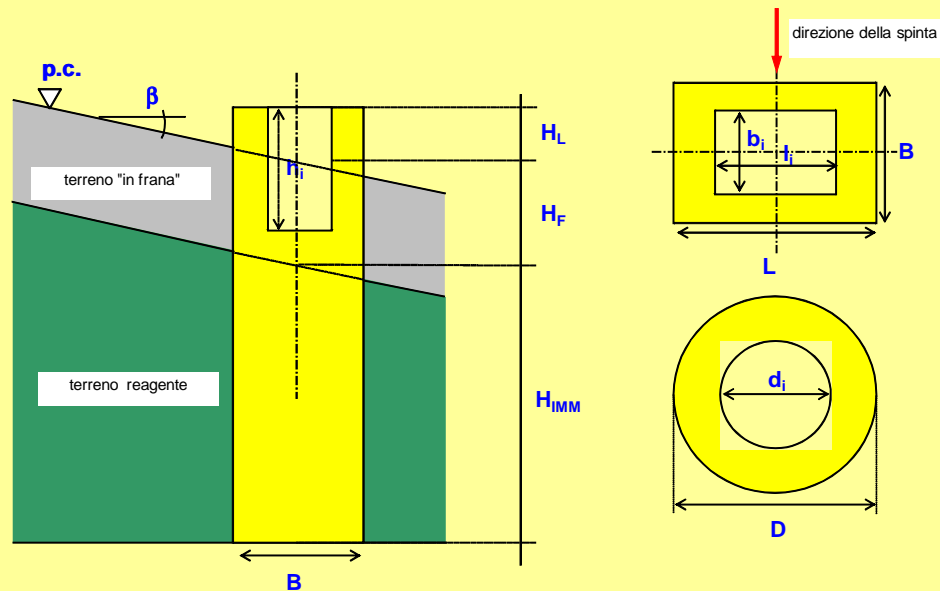
Nella seguente tabella n.10.1 sono riassunti i dati di input per l'analisi del pozzo, in tabella n.10.2 sono riportati i parametri geotecnici impiegati per l'analisi mentre in tabella n.10.3 e 10.4 sono riportati i carichi agenti sul pozzo per le verifiche deformative e tensionali.

I risultati dell'analisi in termini deformativi sono infine riportati in tabella n.10.5 mentre i risultati dell'analisi in termini tensionali sono riportati in tabella n.10.6.

Per i dettagli relativi ad i criteri di analisi e di verifica si rimanda al capitolo 8.

POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

Dati geometrici pozzo



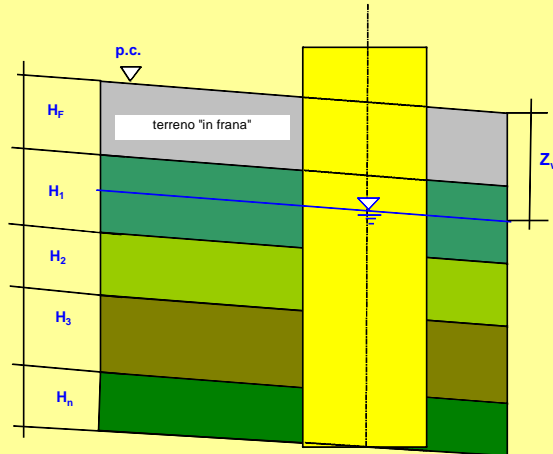
DATI DI INGRESSO

Forma del pozzo

B	larghezza della sezione trasversale del pozzo, se rettangolare	0.00	(m)
L	lunghezza della sezione trasversale del pozzo, se rettangolare	0.00	(m)
b_i	larghezza della cavità interna del pozzo, se rettangolare	0.00	(m)
l_i	lunghezza della cavità interna del pozzo, se rettangolare	0.00	(m)
D	diametro del pozzo, se circolare	7.50	(m)
d_i	diametro della cavità interna del pozzo, se circolare	4.50	(m)
h_i	altezza della cavità interna del pozzo da testa pozzo <i>(se assente porre 0)</i>	13.00	(m)
H_L	distanza testa pozzo dal piano campagna <i>(positiva se al di sopra di p.c.)</i>	0.00	(m)
H_F	spessore terreno "in frana"	17.00	(m)
H_{IMM}	altezza di immersione del pozzo	10.00	(m)
β	inclinazione del piano campagna <i>si introduce nel solo caso in cui si voglia una sicurezza aggiuntiva; l'altezza non reagente è calcolata sul lato di valle del pozzo e non in mezzeria</i>	10	(°)
Δ_v	altezza conci in cui è suddiviso il pozzo <i>(n° massimo di conci 40)</i>	1.00	(m)
Δ_n	larghezza conci in cui è suddiviso il pozzo	0.25	(m)
α	coefficiente moltiplicativo della superficie laterale del pozzo <i>(il coefficiente, <=1, consente di assumere condizioni più o meno prudenziali in merito alla mobilitazione delle forze di attrito orizzontali sulle superfici laterali del pozzo; per sezioni circolari si suggerisce l'adozione di un valore non superiore a 0.5)</i>	0.25	(-)

Tabella n.10.1 – Geometria del pozzo

POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE
DATI TERRENO



DATI DI INGRESSO

n° strato	ΔH_i (m)	$H_{imm,i}$ (m)	modulo elastico			attrito laterale		pressione orizzontale			
			legge (*) (-)	E_0 (MPa)	K_{E_0} (MN/m ³)	K (-)	τ_{limite} (kPa)	γ_{crit} (m)	legge (**) (-)	P_{LM} (kPa)	K_{P-LM} (kN/m ³)
1	5.00	5.00	0	3500			100	0.02	2	700	90
2	5.00	10.00	0	3500			150	0.02	2	1150	90
3		10.00									
4		10.00									
5		10.00									
6		10.00									
7		10.00									
8		10.00									

Q_{LM}	portata unitaria di base	5.0	(M Pa)	N_x (1 - 2.5)	coeff. moltiplicativo rigidezza laterale	2.0
Z_w	profondità falda da p.c.	13	(m)	N_y (1 - 2.5)	coeff. moltiplicativo rigidezza di base	2.0

ΔH_i = altezza strato i-esimo
 $H_{imm,i}$ = spessore progressivo di immersione nello strato reagente
 γ = peso di volume naturale

legge (*) = 0 $E_0 = cost$
 1 $E_0 = K_0 \cdot z$
 2 $E_0 = E_{0,0} + K_0 \cdot z$

50 = modulo di Yuong a piccole deformazioni
 K_0 = gradiente del modulo
 K = coefficiente della legge di degrado del modulo = 20 -50
 z = profondità da p.c.

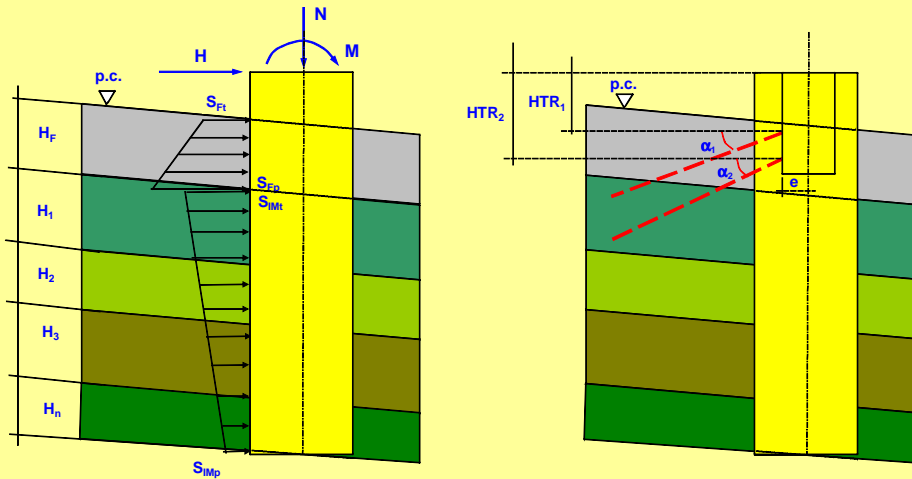
τ_{limite} = attrito laterale unitario limite
 γ_{crit} = spostamento cui corrisponde la mobilitazione di τ_{LM}

legge (**) = 0 $P_{LM} = cost$
 1 $P_{LM} = K_{P-LM} \cdot z$
 2 $P_{LM} = P_{LM,0} + K_{P-LM} \cdot z$

P_{LM} = pressione orizzontale unitaria limite
 K_{P-LM} = gradiente del modulo

Tabella n.10.2 – Parametri geotecnici

POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE
CARICHI - TIRANTI



DATI DI INGRESSO

CARICHI A TESTA POZZO

N	carico assiale	0	(kN)
M	momento flettente	0	(kNm)
T	taglio	0	(kN)

SPINTA COLTRE IN FRANA

i valori da inserire nel seguito sono quelli delle spinte agenti sull'intera larghezza del pozzo, in corrispondenza della sommità e alla base dello strato spingente

S_{Fi}	spinta alla sommità dello strato spingente	0	(kN/m)
S_{Fp}	spinta al piede dello strato spingente	4000	(kN/m)

CARICO DISTRIBUITO TRATTO IMMORSATO (simulazione spinta asimmetrica)

S_{Imt}	spinta alla sommità del tratto immersato	0	(kN/m)
S_{Imp}	spinta al piede del tratto immersato	0	(kN/m)

PESO SPECIFICO DEL POZZO

γ_{cls}	peso specifico del pozzo (porre 0 per trascurarne il contributo)	25.0	(kN/m ³)
------------------------	--	------	----------------------

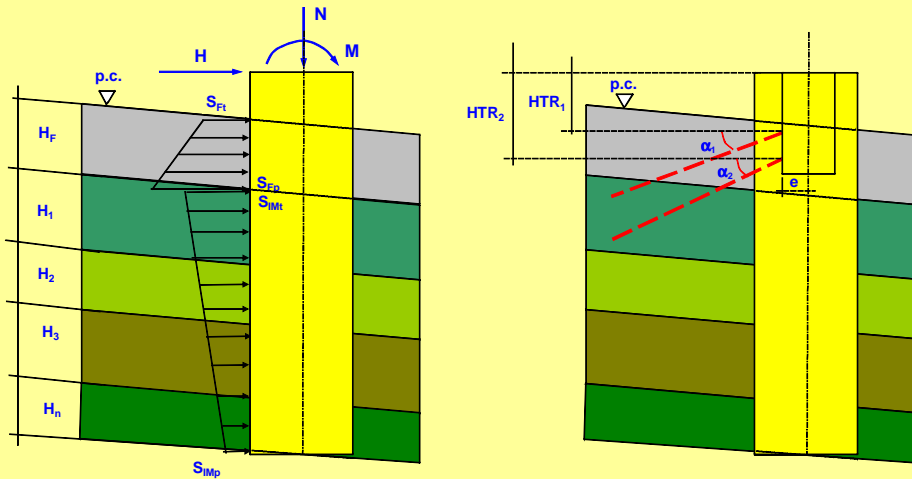
CARATTERISTICHE TIRANTI

n° ordini	HTR _i	e	n° tiranti	α _i	n° trefoli (per barre =1)	sezione trefolo tipica (mm ²)	sezione trefolo / barra	Labera	Lbulbo	Rigidezza	Pretiro singolo tirante
	(m)	(m)	(-)	(°)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN)
1						139					
2						139					
3						139					
4						139					
5						139					

HTR_i: distanza da testa pozzo dell'ordine i-esimo di tiranti
 e: distanza della testa di ancoraggio dei tiranti dall'asse pozzo
 n° tiranti: n° tiranti per ordine
 α_i: inclinazione ordine i-esimo di tiranti rispetto all'orizzontale
 n° trefoli: n° trefoli tiranti ordine i-esimo

Tabella n.10.3 – Carichi agenti per verifiche deformative

POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE
CARICHI - TIRANTI



DATI DI INGRESSO

CARICHI A TESTA POZZO

N	carico assiale	0	(kN)
M	momento flettente	0	(kNm)
T	taglio	0	(kN)

SPINTA COLTRE IN FRANA

i valori da inserire nel seguito sono quelli delle spinte agenti sull'intera larghezza del pozzo, in corrispondenza della sommità e alla base dello strato spingente

S_{Fi}	spinta alla sommità dello strato spingente	0	(kN/m)
S_{Fp}	spinta al piede dello strato spingente	1760	(kN/m)

CARICO DISTRIBUITO TRATTO IMMORSATO (simulazione spinta asimmetrica)

S_{IMt}	spinta alla sommità del tratto immersato	0	(kN/m)
S_{IMp}	spinta al piede del tratto immersato	0	(kN/m)

PESO SPECIFICO DEL POZZO

γ_{cls}	peso specifico del pozzo (<i>porre 0 per trascurarne il contributo</i>)	25.0	(kN/m ³)
------------------------	---	------	----------------------

CARATTERISTICHE TIRANTI

n° ordini	HTR _i	e	n° tiranti	α _i	n° trefoli (per barre =1)	sezione trefolo tipica (mm ²)	sezione trefolo / barra	Labera	Lbulbo	Rigidezza	Pretiro singolo tirante
	(m)	(m)	(-)	(°)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN)
1						139					
2						139					
3						139					
4						139					
5						139					

HTR_i: distanza da testa pozzo dell'ordine i-esimo di tiranti
 e: distanza della testa di ancoraggio dei tiranti dall'asse pozzo
 n° tiranti: n° tiranti per ordine
 α_i: inclinazione ordine i-esimo di tiranti rispetto all'orizzontale
 n° trefoli: n° trefoli tiranti ordine i-esimo

Tabella n. 10.4 – Carichi agenti per verifiche tensionali

POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

SOLUZIONE

 Numero massimo di cicli : 100
AVVIA CALCOLO

RISULTATI PRINCIPALI

CONVERGENZA RAGGIUNTA

ITERAZIONI ESEGUITE = 1

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.	23.51 (m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO	0.0179 (°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'	0.735 (cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO	lato monte -0.071 (cm)
	lato valle 0.137 (cm)
	mezzeria 0.033 (cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE	4.38 (m)

AZIONE ASSIALE NEI TIRANTI

ORDINE (n°)	PRETIRO nel singolo tirante (kN)	AZIONE ASSIALE nel singolo tirante (kN)

Tabella n.10.5 – Risultati dell'analisi – Verifiche de formative

**POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE
SOLUZIONE**

AZIONI INTERNE

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0.00	NON REAGENTE	0	0	0
1.00	NON REAGENTE	52	26	177
2.00	NON REAGENTE	207	155	353
3.00	NON REAGENTE	466	492	530
4.00	NON REAGENTE	828	1'139	707
5.00	NON REAGENTE	1'294	2'200	884
6.00	NON REAGENTE	1'864	3'779	1'060
7.00	NON REAGENTE	2'536	5'979	1'237
8.00	NON REAGENTE	3'313	8'904	1'414
9.00	NON REAGENTE	4'193	12'656	1'590
10.00	NON REAGENTE	5'176	17'341	1'767
11.00	NON REAGENTE	6'264	23'061	1'944
12.00	NON REAGENTE	7'454	29'920	2'121
13.00	NON REAGENTE	8'748	38'021	2'297
14.00	NON REAGENTE	10'146	47'468	3'402
15.00	NON REAGENTE	11'647	58'365	4'506
16.00	NON REAGENTE	13'252	70'814	5'611
17.00	NON REAGENTE	14'960	84'920	6'715
17.59	NON REAGENTE	14'960	93'687	7'362
18.00	1	10'364	98'901	7'795
19.00	1	758	104'394	8'838
20.00	1	-6'736	101'338	9'882
21.00	1	-12'116	91'845	10'926
22.00	1	-15'383	78'028	11'970
22.00	2	-15'383	78'028	11'970
23.00	2	-16'536	61'968	12'983
23.05	2	-16'539	61'203	13'030
24.00	2	-15'577	45'787	13'997
25.00	2	-12'503	31'645	15'011
26.00	2	-7'316	21'635	16'024
27.00	2	-14	17'869	17'038

Tabella n.10.6 – Risultati dell'analisi – Verifiche tensionali

10.6. Verifiche tensionali

10.6.1. Azioni agenti sul pozzo

Sulla base di quanto riportato in tabella n.10.6 si riportano di seguito le azioni massime agenti sul singolo pozzo per la verifica strutturale della sezione cava e della sezione piena (le verifiche vengono svolte allo Stato Limite Ultimo considerando un fattore globale sulle azioni pari a 1.35 sull'azione flettente e di taglio).

Sezione cava

$N = \text{azione assiale} = 1.00 \times 2'297 = 2'297 \text{ kN}$

$V = \text{azione di taglio} = 1.35 \times 8'748 = 11'810 \text{ kN}$

$M = \text{azione flettente} = 1.35 \times 38'021 = 51'328 \text{ kNm}$

Sezione piena

$N = \text{azione assiale} = 1.00 \times 8'838 = 8'838 \text{ kN}$

$V = \text{azione di taglio} = 1.35 \times 16'539 = 22'328 \text{ kN}$

$M = \text{azione flettente} = 1.35 \times 104'394 = 140'932 \text{ kNm}$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 36 di 45

10.6.2. Verifica strutturale della sezione cava

Segue il dettaglio della verifica della sezione in c.a. (calcestruzzo C25/30), avente diametro esterno pari a 7.50m e diametro interno pari a 4.50m.

Si dispongono due strati di ferri verticali $\phi 24/20$ cm e due strati di ferri orizzontali $\phi 12/20$ cm. Si considera infine un copriferro netto minimo pari a 10cm sul filo interno e pari a circa 23cm sul filo esterno del pozzo (dovuto alle centine metalliche HEB160).

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: SEZ_CAVA

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	14.110	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.055	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31447.2	MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.558	MPa	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	540.00	MPa
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

Raggio circ.:	375.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DOMINIO N° 2

Forma del Dominio:	Circolare vuoto
Classe Conglomerato:	C25/30

Raggio circ.:	225.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 37 di 45

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	350.0	110	24
2	0.0	0.0	237.4	76	24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	20.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	2297.00	51328.00	11810.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	11.2 cm
Interfero netto minimo barre longitudinali:	17.2 cm
Copriferro netto minimo staffe:	10.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	2297.00	51328.00	2297.01	116941.48	2.278	-----

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo		Foglio 38 di 45

Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00996	0.0	375.0	0.00245	0.0	350.0	-0.02685	0.0	-350.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000041862	-0.012198216	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd
1	S	11810.00	19636.81

10.6.3. Verifica strutturale della sezione piena

Segue il dettaglio della verifica della sezione in c.a. (calcestruzzo C20/25), avente diametro esterno pari a 7.50m.

Si dispongono quattro strati di ferri verticali $\phi 24/20$ cm con interferro pari a 27cm e quattro strati di ferri orizzontali $\phi 12/20$ cm. Si considera infine un copriferro netto minimo pari 25cm (dovuto alle centine metalliche HEB160).

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: SEZ_PIANA

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Tipo di sollecitazione: Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C20/25
	Resis. compr. di calcolo fcd:	11.758 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	5.879 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	30200.5 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.265 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 39 di 45

Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	540.00	MPa
Resist. snerv. di calcolo fyd:	391.30	MPa
Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30	MPa
Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C20/25

Raggio circ.: 375.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	350.0	110	24
2	0.0	0.0	323.0	102	24
3	0.0	0.0	296.0	92	24
4	0.0	0.0	269.0	84	24
5	0.0	0.0	242.0	76	24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 20.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	8838.00	140932.00	22328.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 23.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 17.5 cm
Copriferro netto minimo staffe: 22.6 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo		Foglio 40 di 45

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	8838.00	140932.00	8838.04	263223.58	1.868	-----

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00390	0.0	375.0	0.00292	0.0	350.0	-0.01318	0.0	-350.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000023010	-0.005128783	----	----

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu Taglio di progetto [kN] = Vy ortogonale all'asse neutro
Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.19) NTC]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd
1	S	22328.00	72673.95

10.6.4. Verifica strutturale delle predalles

Per la realizzazione della soletta di copertura dei pozzi si prevede la posa di n.3 lastre predalles autoportanti di cui la lastra centrale di larghezza pari a 2.40m e le lastre laterali di larghezza pari a 1.20m.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 41 di 45

Nel seguito si riporta il dettaglio della verifica della lastra centrale le cui principali caratteristiche sono:

Larghezza lastra:	240cm
Spessore lastra:	6cm
Interasse massimo tralicci:	32.5cm
Passo staffe traliccio:	20cm
Larghezza inferiore traliccio:	10cm
Altezza traliccio:	16.5cm
Diametro barra superiore:	20mm
Diametro barre inferiori:	16mm
Diametro staffe:	10mm
Tensione di snervamento:	$f_{yk} = 450\text{N/mm}^2$

Il traliccio viene verificato allo Stato Limite Ultimo con riferimento allo schema statico di una trave appoggiata agli estremi soggetta ad un carico uniforme dovuto al peso proprio del getto (sp. = 30cm) considerando un coefficiente globale sulle azioni pari a 1.35.

Nel caso specifico in oggetto si assume quanto segue:

$s =$ spessore getto = 30cm

γ_{cls} = peso specifico calcestruzzo = 25kN/m^3

Il carico per unità di lunghezza vale pertanto:

$p =$ carico dovuto al getto = $1.35 \times 0.30 \times 25 = 9.75\text{kN/m}$

Considerando una luce di calcolo (L) pari a 4.50m (diametro interno del pozzo) il momento massimo in campata (M) ed il taglio agli appoggi (V) valgono rispettivamente:

$M = pL^2/8 \cong 25\text{kNm/m}$

$V = pL/2 = \cong 22\text{kN/m}$

Segue il dettaglio della verifica delle sezioni di appoggio ed in mezzzeria.

Verifica sezione all'appoggio

Correnti

Azione assiale sollecitante	$N_{Sd,app} =$	0.00 kN	
	$\lambda =$	50	
	$\lambda_1 =$	69.42 mm	
Snellezza adimensionale	$\underline{\lambda} =$	0.72	
Fattore di imperfezione	$\alpha =$	0.49	
	$\phi =$	0.89	
Coefficiente di riduzione	$\chi =$	0.7121	
Resistenza a trazione	$N_{Rd,sup} =$	128.66 kN	VERIFICATO
Resistenza a compressione	$N_{Rd,inf} =$	117.27 kN	VERIFICATO

Staffa

Azione assiale sollecitante	$N_{Sd,app,staffa} =$	5.87 kN	
	$\lambda =$	80	
	$\lambda_1 =$	69.42 mm	
Snellezza adimensionale	$\underline{\lambda} =$	1.15	
Fattore di imperfezione	$\alpha =$	0.49	
	$\phi =$	1.39	
Coefficiente di riduzione	$\chi =$	0.4591	
Resistenza a compressione	$N_{Rd,inf} =$	14.77 kN	VERIFICATO

Verifica sezione in mezzeria

Correnti

Azione assiale sollecitante	$N_{Sd,cam} =$	49.24 kN	
	$\lambda =$	40	
	$\lambda_1 =$	69.42 mm	
Snellezza adimensionale	$\underline{\lambda} =$	0.58	
Fattore di imperfezione	$\alpha =$	0.49	
	$\phi =$	0.76	
Coefficiente di riduzione	$\chi =$	0.7994	
Resistenza a trazione	$N_{Rd,inf} =$	164.68 kN	VERIFICATO
Resistenza a compressione	$N_{Rd,sup} =$	102.85 kN	VERIFICATO

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 43 di 45

10.6.5. Verifica strutturale della soletta di copertura

La soletta di copertura viene verificata allo Stato Limite Ultimo ed allo Stato Limite di Esercizio (combinazione "frequente") con riferimento allo schema statico di una trave appoggiata agli estremi soggetta ad un carico uniforme dovuto al peso proprio del getto (sp. = 30cm) al peso proprio del ricoprimento (sp. = 1m circa) ed ai carichi accidentali dovuti al transito di mezzi di manutenzione.

Si considera un coefficiente globale sulle azioni permanenti pari a 1.35 e sulle azioni accidentali pari a 1.50.

Di seguito il dettaglio delle azioni:

peso proprio soletta ($\gamma = 25\text{kN/mc}$): $p_{\text{sol}} = 1.35 \times 0.30 \times 25 = 9.75\text{kN/m}$

peso proprio reinterro ($g = 20\text{kN/mc}$): $p_{\text{int}} = 1.35 \times 1.00 \times 20 = 27.00\text{kN/m}$

carico accidentale mezzi ($p = 20\text{kPa}$): $q_{\text{acc}} = 1.50 \times 20 = 30.00\text{kN/m}$

da cui:

carico totale agente sulla soletta: $p_{\text{tot}} \cong 67\text{kN/m}$

Considerando una luce di calcolo "media" (L) pari a 3.80m (larghezza del pozzo al contatto tra lastra centrale e lastra laterale) il momento massimo in campata (M) ed il taglio agli appoggi (V) valgono rispettivamente:

$$M = pL^2/8 \cong 121\text{kNm/m}$$

$$V = pL/2 = \cong 127\text{kN/m}$$

Segue il dettaglio della verifica della sezione in c.a. (calcestruzzo C25/30) armata con 1+1 ferri $\phi 24/20\text{cm}$ con cripferro netto minimo pari a 6cm.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: SOLETTA

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	14.11 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.055 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31447.2 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.558 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	14.940 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	ACCIAIO -	Tipo:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo
	Foglio 44 di 45

Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	540.00	MPa
Resist. a snerv. di calcolo fyd:	391.30	MPa
Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30	MPa
Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	30.0	cm
Barre inferiori:	5Ø24	(22.6 cm ²)
Barre superiori:	5Ø24	(22.6 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.2	cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	121.00	127.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	90.00 (45.41)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

Copriferro netto minimo barre: 6.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata	
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)	
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico	
N ult	Sforzo normale ultimo [kN] nella sezione (positivo se di compress.)	
Mx ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico	
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)	
	Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000	
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.	
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [kNm]	
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)	
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]	

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	121.00	0.15	172.90	1.429	22.6	165.47	0.32	0.85	22.6 (3.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-01-E-CV-CL-NV14-0X-002-A01.DOC Relazione di calcolo		Foglio 45 di 45

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.00259	30.0	0.00009	22.8	-0.00730	7.2

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd
1	S	127.00	154.31

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci utilizzata nel calcolo di fessurazione (se Dbarre >14Ø viene posto Dbarre=14Ø nel calcolo di fess. [B.6.6.3 Circ. 252/96])

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	9.01	30.0	0.00	21.0	-206.8	22.8	10.5	1049	22.6	21.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
Sclmin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
K3 =0,125 per flessione; = 0,25 (Sclmin + Sclmax)/(2 Sclmin) per trazione eccentrica
Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi = 1-Beta12*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12*(fctm/Sclmin)² = 1-Beta12*(Mfess/M)² [B.6.6 DM96]
e sm Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
srm Distanza media in mm tra le fessure
wk Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	5.07	-5.07	---	0.125	0.50	0.873	0.000902 (0.000414)	218	0.335 (0.40)	45.41