

Cliente	TERNA S.p.A.
Oggetto	<p>PROGETTAZIONE DELLE FONDAZIONI DEI SOSTEGNI DELLA SERIE 150 kV IN SEMPLICE E DOPPIA TERNA A TIRO PIENO PER TERRENO CON TENSIONE AMMISSIBILE NON SUPERIORE A 2 daN/cm²</p> <p>Scheda ING12 Rev. 00 FOND_2-150-220</p> <p>Progetto e Verifica delle fondazioni LF106 per terreni di tipo B</p>
Ordine	Contratto 3000025378 <i>Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2008</i>
Note	Rev. 00 – Lettera A8020539

PUBBLICATO A8018009 (PAD - 1076430)

La parziale riproduzione di questo documento è permessa solo con l'autorizzazione scritta del CESI.

N. pagine	16	N. pagine fuori testo	
Data	27/06/2008		
Elaborato	SRC - Cadore Alessandro <small>A8018009 114933 AUT</small>		
Verificato	SRC - Gatti Fabrizio <small>A8018009 114963 VER</small>		
Approvato	TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi <small>A8018009 114987 APP</small>		

Mod. RISM v. 01

Indice

1	INTRODUZIONE	5
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
3	MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO	7
3.1	Materiali	7
3.2	Resistenze di calcolo	7
4	CARICHI	8
5	VERIFICHE	10
5.1	Verifiche di stabilità cinematica di sollevamento e massima pressione sul terreno	10
5.2	Verifiche strutturali della fondazione	11
5.2.1	Stato tensionale nel plinto	11
5.2.2	Stato tensionale nel pilastro	13
5.2.3	Stato tensionale nel calcestruzzo, all'interfaccia moncone-fondazione	14
6	CONCLUSIONI	16

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	27/06/2008	A8018009	Prima emissione

RIFERIMENTI

Normativa

- D. M. 9 gennaio 1996, “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- D. M. 14 febbraio 1992: “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- Circolare Min. LL.PP. 4 Luglio 1996 n. 156AA.GG./STC.: Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996;
- Testo Unico “Norme tecniche per le costruzioni”- Allegato al voto n.35/2005 dell’assemblea generale del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici del 30 marzo 2005;
- D. M. LL.PP del 21 Marzo 1988, “Approvazione delle norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione e l’esercizio delle linee elettriche aeree esterne”;
- D. M. LL.PP. del 5 Agosto 1998, “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione e l’esercizio delle linee elettriche aeree esterne”.
- Ordinanza PCM 20/03/2003 n. 3274 *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*
- Ordinanza PCM 10/10/2003 n. 3316 *Modifiche ed integrazioni all’ordinanza del PCM n. 3274 del 20/03/2003*
- Ordinanza PCM 3/05/2005 n. 3431 *Ulteriori modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*

Documentazione tecnica

- [1] A7034407 VERIFICA STRUTTURALE DEI SOSTEGNI DELLA SERIE 132 KV A TIRO PIENO. Scheda ING23 Rev. 00 TRAL132TP - Linea Elettrica Aerea a 132-150 kV Semplice Terna Conduttori alluminio-acciaio Ø31,5 Calcolo di Verifica dei Sostegni Tipo "C" Zone "A-B" Allungati da H9 a H33, Rev. 01, 19/12/2007
- [2] A7034405 VERIFICA STRUTTURALE DEI SOSTEGNI DELLA SERIE 132 KV A TIRO PIENO. Scheda ING23 Rev. 00 TRAL132TP - Linea Elettrica Aerea a 132-150 kV Semplice Terna Conduttori alluminio-acciaio Ø31,5 Calcolo di Verifica dei Sostegni Tipo "E" Zone "A-B" Allungati da H9 a H33, Rev. 01, 19/12/2007
- [3] A7034412 VERIFICA STRUTTURALE DEI SOSTEGNI DELLA SERIE 132 KV A TIRO PIENO. Scheda ING23 Rev. 00 TRAL132TP - Linea Elettrica Aerea a 132-150 kV Doppia Terna Conduttori alluminio-acciaio Ø31,5 Calcolo di Verifica dei Sostegni Tipo "V" Zone "A-B" Allungati da H9 a H42, Rev. 01, 19/12/2007

- [4] A7034380 VERIFICA STRUTTURALE DEI SOSTEGNI DELLA SERIE 132 KV A TIRO PIENO. Scheda ING23 Rev. 00 TRAL132TP - Linea Elettrica Aerea a 132-150 kV Semplice Terna Conduttori alluminio-acciaio $\varnothing 31,5$ Progettazione e Verifica dei monconi tipo "F49", Rev. 01, 19/12/2007
- [5] A7034381 VERIFICA STRUTTURALE DEI SOSTEGNI DELLA SERIE 132 KV A TIRO PIENO. Scheda ING23 Rev. 00 TRAL132TP - Linea Elettrica Aerea a 132-150 kV Semplice Terna Conduttori alluminio-acciaio $\varnothing 31,5$ Progettazione e Verifica dei monconi tipo "F50", Rev. 01, 19/12/2007
- [6] A7034383 VERIFICA STRUTTURALE DEI SOSTEGNI DELLA SERIE 132 KV A TIRO PIENO. Scheda ING23 Rev. 00 TRAL132TP - Linea Elettrica Aerea a 132-150 kV Semplice Terna Conduttori alluminio-acciaio $\varnothing 31,5$ Progettazione e Verifica dei monconi tipo "F54", Rev. 01, 19/12/2007

1 INTRODUZIONE

La fondazione unificata di tipo CR denominata LF 106/H, con H corrispondente alla quota di imposta in cm della fondazione, nella sua configurazione **LF 106/365**, è adeguatamente dimensionata per trasferire al terreno una pressione massima di 2,0 daN/cm², compatibile con il tipo di terreno **B** (Rif. Norma CEI 11-4 "Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne", vedi tabella 1), nel rispetto delle verifiche di stabilità cinematica e resistenza strutturale e delle specifiche fornite da TERNA per quanto concerne il carico di amarro a piede palo, per i sostegni elencati in Tabella 2.

Tipo terreno	Codice convenzionale tipo terreno	Pressione ammissibile [daN/cm ²]
Ghiaia, sabbia, argilla asciutta compatta	A	3,9
Terreno vegetale consistente	B	2,0
Terreno di riporto, argilla umida sabbiosa	C	1,0

Tabella 1

TIPO FONDAZIONE	H (cm)	TIPO SOSTEGNO		
LF106 / H	365	ST	C	15 (-2/+3); 18 (-2/+3); 21 (-2/+3); 24 (-2/+3); 27 (-2/+3); 30 (-2/+3); 33 (-2/+3)
		ST	E	21 (-2/+3) ; 24 (-2/+3); 27 (-2/+3)
		DT	V	9(-2/+3); 12(-2/+3); 15 (-2/+3); 18 (-2/+3); 21 (-2/+3); 24 (-2/+3); 27 (-2/+3); 30 (-2/+3) ; 33 (-2/+3); 36 (-2/+3); 39 (-2/+3);

Tabella 2

Nella presente relazione sono illustrate le verifiche della suddetta fondazione di tipo diretto, prescelta tra quelle dell'unificazione TERNA per i sostegni per linea aerea 150 kV semplice e doppia terna, per trasferire al terreno tensioni inferiori a quella massima ammissibile per terreni di tipo **B** (terreno vegetale consistente).

Tali verifiche sono relative a:

- stabilità cinematica;
- capacità portante del terreno di fondazione;
- resistenza strutturale.

La tipologia di fondazione a piedini separati (uno per montante) così come il sistema d'ancoraggio del sostegno (con moncone) e la forma (cassero) della fondazione sono state individuate da Terna.

La progettazione e le successive verifiche sono state eseguite in conformità alla Normativa vigente, tenendo in debito conto le prescrizioni sui carichi e sovraccarichi.

Le verifiche di resistenza strutturale sono state effettuate:

- 1 per le condizioni di carico dettate dalla Norma Linee, secondo il metodo delle tensioni ammissibili;
- 2 per le condizioni di carico che prevedono l'azione sismica, con il metodo dello stato limite ultimo (S.L.U.).

I criteri di analisi e di calcolo adottati sono funzionali al grado di definizione delle opere e dei carichi in gioco; le elaborazioni sono state effettuate secondo gli ordinari metodi della Scienza delle costruzioni e le tecniche convenzionali normalmente impiegate per tali opere.

I dimensionamenti e le verifiche sono state condotte considerando per ogni tipologia di sostegno individuata quella con condizioni di carico maggiormente penalizzante.

Le unità di misura adottate sono quelle del sistema internazionale (S.I.).

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Fondazione LF106/365 (per terreni di tipo B)

La fondazione del traliccio metallico di sostegno della rete elettrica aerea in oggetto è formata da quattro plinti isolati, uno per ciascun montante del traliccio, posti ad una distanza pari all'interasse dei montanti del traliccio stesso.

Il plinto della fondazione LF106/365 è composto da una parte inferiore (piede), di dimensioni massime 330 x 330 cm per un'altezza complessiva di 140 cm conformato a gradoni di altezza pari a 20 cm, su cui è impostato un pilastro a sezione circolare di diametro di 80 cm, avente altezza 2.75 m; il pilastro fuoriesce, complessivamente, dal piano campagna di 50 cm.

La quota d'imposta del plinto (a meno dello spessore di 10 cm del cls magro su cui appoggia) è pari a -3,65 m rispetto al piano campagna, indipendentemente dalla tipologia del traliccio.

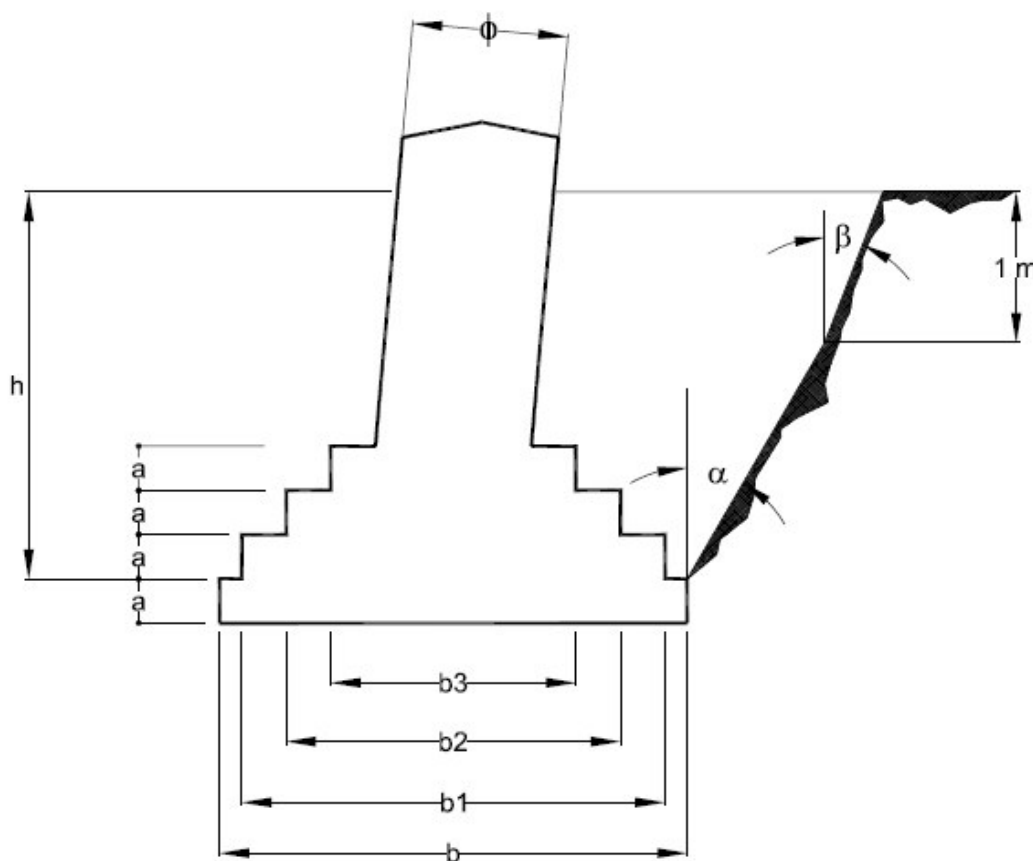


Figura 1

L'ancoraggio del traliccio al plinto è garantito da un moncone che trova ancoraggio, tramite opportune squadrette, nella parte inferiore del plinto (piede); la correlazione tra altezza fondazione, tipo di moncone e tipo di sostegno è riportata in Tabella 3.

SOSTEGNO	Terna	Allungato minimo	Allungato massimo	Tipo di terreno	Fondazione	Moncone
C	S	H15_piede-2	H33_piede+3	B	LF106/365	F49/400 ¹
V	D	H21_piede-2	H39_piede+3	B	LF106/365	F50/400 ²
E	S	H21_piede-2	H27_piede+3	B	LF106/365	F50/400 ³
V	D	H09_piede-2	H18_piede+3	B	LF106/365	F54/400 ⁴

Tabella 3

3 MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO

3.1 Materiali

Le caratteristiche dei materiali da impiegare sono:

- | | | |
|---|---------------------------------------|------------------------------------|
| 1 | Calcestruzzo per opere di fondazione: | $R_{ck} \geq 250 \text{ daN/cm}^2$ |
| 2 | Peso specifico cls: | $\gamma_c = 2158 \text{ daN/m}^3$ |
| 3 | Barre d'armatura per cemento armato: | Fe B 44 K |

Il peso specifico è fornito dalla Normativa sulle linee aeree (D. M. LL.PP del 21 Marzo 1988, "Approvazione delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e l'esercizio delle linee elettriche aeree esterne").

3.2 Resistenze di calcolo

Le resistenze di calcolo dei materiali (resistenze di progetto o tensione ammissibile) sono determinate in accordo alla Normativa vigente (D. M. 9 gennaio 1996, "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"), precisamente:

- **tensione ammissibile** per le combinazioni di carico previste al par.: 2.4.04 - *Ipotesi di calcolo* delle Norme Linee:

- 1 Calcestruzzo per opere di fondazione ($R_{ck} 250 \text{ daN/cm}^2$):

- | | |
|---------------------------------|--|
| - a flessione e pressoflessione | $\sigma_{cam}^* = 60 + (R_{ck} - 150) / 4 = 85 \text{ daN/cm}^2$ |
| - a compressione semplice | $\sigma_{cam} = 0,7 \times \sigma_{cam}^* = 60 \text{ daN/cm}^2$ |

nel caso di compressione trasmessa dalle squadrette del moncone, considerando che questa interessa un'area limitata ben confinata, si ammette una sollecitazione massima ammissibile pari a:

$$\sigma_{squadrette} = \sigma_{cam} / 0,83 = 60 / 0,83 = 72.3 \text{ daN/cm}^2$$

- | | |
|-------------------------|--|
| - a taglio ⁵ | $\tau_{cam0} = 4 + (R_{ck} - 150) / 75 = 5,3 \text{ daN/cm}^2$ |
|-------------------------|--|

¹ Per i piedi "-2" il moncone è integrale al montante

² Per i piedi "-2" il moncone è integrale al montante

³ Per i piedi "-2" il moncone è integrale al montante

⁴ Per i piedi "-2" il moncone è integrale al montante

$$\tau_{cam1} = 14 + (R_{ck} - 150) / 35 = 16,8 \text{ daN/cm}^2$$

2 Acciaio: Fe B 44 K:

$$\bar{\sigma}_a = 2\,550 \text{ daN/cm}^2$$

- **resistenze di calcolo** (in accordo anche al “Testo Unico - Norme tecniche per le costruzioni” Cap. 5.1 Costruzioni di conglomerato cementizio) per le combinazioni di carico che prevedono l’azione sismica:

2 Calcestruzzo per opere di fondazione (R_{ck} 250 daN/cm²):

- compressione⁶

$$f_{cd} = 130 \text{ daN/cm}^2$$

- taglio⁷

$$7 \text{ daN/cm}^2$$

3 Acciaio: Fe B 44 K⁸:

$$f_{yd} = 3\,740 \text{ daN/cm}^2$$

4 CARICHI

I carichi, per i quali vengono verificate le fondazioni, derivano dall’analisi strutturale dei sostegni effettuate da CESI.

Le analisi sui sostegni effettuate prevedono:

- le combinazioni di carico così come previsto dalle “Norme Tecniche per la progettazione, l’esecuzione e l’esercizio delle linee aeree esterne” par. 2.4.04 – *Ipotesi di carico*.
- le combinazioni di carico con l’azione sismica, in accordo alla OPCM 3274, 3316 e 3431, allegato 2.

Nel primo caso le tensioni risultanti vanno confrontate con le **tensioni ammissibili**, nel secondo caso con le **resistenze di calcolo**, entrambe definite al par. 3.2.

L’analisi con l’azione sismica è stata effettuata sui sostegni con altezza massima.

Occorre peraltro considerare che l’approccio agli stati limite ultimi (S.L.U.), nel caso di verifica con l’azione sismica, consente di movimentare le riserve di resistenza del materiale fino alla resistenza di calcolo, che per il calcestruzzo risulta maggiore del 53% rispetto alla tensione ammissibile, per le verifiche con le combinazioni previste dalla stessa Norma, mentre per l’acciaio risulta maggiore del 44%.

⁵ τ_{cam0} è il valore della tensione tangenziale per il quale non è richiesta la verifica delle armature al taglio e alla torsione. Per carichi superiori la resistenza al taglio va affidata interamente alle armature. In ogni caso la tensione tangenziale massima non può superare il valore τ_{cam1} .

⁶ Calcestruzzo per opere di fondazione (R_{ck} 250 daN/cm²). Per la compressione trasmessa dalle squadrette, considerando che questa interessa un’area limitata ben confinata, si ammette una sollecitazione max allo SLU pari a: $\sigma_{SLU_cls} = R_{ck} \times 0,83 / \gamma_c$ dove γ_c è un coefficiente di sicurezza che vale 1,6. La tensione σ_{SLU_cls} nel caso in esame, vale quindi 130 daN/cm², vedasi rif. *Testo Unico “Norme tecniche per le costruzioni”*.

⁷ La resistenza approssimata a taglio viene valutata con riferimento al *Testo Unico “Norme tecniche per le costruzioni”*, par. 5.1.2.3.4.2, come rapporto tra la resistenza a trazione caratteristica del conglomerato f_{tck} e un coefficiente di sicurezza γ_{mc} pari a 3,2. La resistenza f_{tck} si calcola mediante la formula $f_{tck} = 7 + 0,06 \times R_{ck} = 22 \text{ daN/cm}^2$.

⁸ La resistenza di calcolo dell’acciaio è data dal rapporto tra la resistenza di snervamento dell’Fe B 44K (4300 daN/cm²) e il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{m,s}$ relativo all’acciaio che vale, per ogni tipo di acciaio, 1,15 (vedasi 5.1.2.1.4.3 del testo Unico)

Ciò consente quindi un dimensionamento secondo i carichi della Norma Linee, sino a quando l'incremento dovuto alle azioni sismiche si mantiene entro i limiti della differenza tra resistenza di calcolo e tensione ammissibile.

Nella Tabella 4 sono riportati i valori massimi dei carichi delle sole combinazioni di carico da Norma Linee per i sostegni tipo utilizzabili con il plinto della fondazione unificata LF 106 / 365 per i terreni di tipo B, che per quanto detto precedentemente risultano essere le più gravose.

TIPO FONDAZIONE	CARICHI (daN)		
	Compressione	Trazione	Taglio
LF 106 / 365	120 173	105 875	8 654

Tabella 4

I carichi sono considerati applicati alla quota di interfaccia traliccio-fondazione (+ 0,50 m dal p.c.) e sono riferiti secondo gli assi del montante.

Per quanto concerne le combinazioni con l'azione sismica si ha:

Sostegni analizzati, afferenti alle fondazioni in esame	Fondazione corrispondente al sostegno analizzato con azione sismica	Massimo Fp [daN]	Massimo Fs [daN]	Massimo taglio [daN]
C ST H33	106/365	91 472	79 337	5 004

Tabella 5

I carichi sismici sono minori di quelli relativi alle combinazioni di carico da Norma Linee e si considerano quindi involuppati da questi ultimi.

Nella Tabella 6 sono riportati il peso della fondazione ed il peso della terra che grava sulla stessa, sia per la compressione sia per la trazione, per la fondazione unificata adottata per terreni di tipo B.

TIPO FONDAZIONE	Peso fondazione (daN)	Peso terreno gravante per trazione (daN)	Peso terreno gravante per compressione (daN)
LF 106 / 365	20 203	98 920	48 022

Tabella 6

Il valore del peso del terreno gravante per trazione riportato in tabella è valutato nell'ipotesi che i volumi di terreno resistente relativi a piedini adiacenti non si intersechino, la quale eventualità provocherebbe una riduzione del peso del terreno effettivamente contribuente nella verifica a strappamento del singolo piedino. Nel caso in cui essi si intersechino nelle configurazioni sostegno/fondazione esaminate si valuterà nel seguito quale di esse sia la più penalizzata per la verifica summenzionata. La valutazione del peso del terreno gravante per trazione viene in questi casi eseguita considerando un volume di terreno ridotto, delimitato, in corrispondenza ad uno dei quattro lati del plinto, dal piano verticale che si

diparte dalla linea di incontro delle superfici delimitanti i solidi di terreno gravante per trazione relativi a due piedini adiacenti.

Il valore di tabella viene comunque considerato, in sicurezza, come riferimento per la verifica dell'armatura superiore del plinto.

5 VERIFICHE

5.1 Verifiche di stabilità cinematica di sollevamento e massima pressione sul terreno

La verifica di stabilità cinematica viene condotta in accordo alla Norma Linee attualmente in vigore, secondo la metodologia riportata in 2.5.05 di CE11-4 (*Fondazioni a piedini separati*) ovvero, controllando che lo sforzo di trazione nei piedini tesi non superi il peso del piedino più il peso del terreno gravante su di esso e che la pressione media sui piedini compressi non superi i seguenti valori di pressione:

Codice convenzionale tipo terreno	Pressione ammissibile [daN/cm ²]	Angolo α di inclinazione [°]
A	3,9	30
B	2,0	20
C	1,0	20

Tabella 7

L'analisi dei volumi di terreno gravanti per trazione compiuta per tutte le configurazioni sostegno/fondazione, considerate nel presente rapporto, ha portato ad individuare come caso più critico per la verifica a strappamento il sostegno E ST H21 (-2). I valori relativi alla verifica a strappamento riportati nella tabella che segue si riferiscono a tale sostegno.

Risultati della verifica della fondazione LF 106 / 365 per terreno di tipo B

Fondazione LF106/365 - 150 kV Semplice e Doppia Terna		
Dati di input		
Diametro colonnino	Φ [m]	0,8
Fuori terra del colonnino	[m]	0,5
Peso specifico calcestruzzo	γ_1 [daN/m ³]	2 158
Peso specifico terreno	γ_2 [daN/m ³]	1 570
Lato fondazione a terra	b [m]	3,3
Altezza prima risega	a [m]	0,2
Altezza totale fondazione interrata	H [m]	3,65
Angolo α terreno gravante per trazione	Alfa [rad]	0,3490659
Angolo β terreno gravante per trazione	Beta [rad]	0,1745329
Massima sollecitazione a trazione	S [daN]	101 571 (*)
Massima sollecitazione a compressione	C [daN]	120 173
Variabili calcolate		
Altezza totale fondazione interrata - altezza prima risega	h [m]	3,45
Volume calcestruzzo relativo ad altezza h	V_{1c} [m ³]	6,983
Volume terra gravante	V_{1t} [m ³]	30,588
Volume terra attiva	V_t [m ³]	59,931 (*)
Volume calcestruzzo totale	V_c [m ³]	9,362
Peso fondazione + peso terreno gravante per compressione + massima sollecitazione a compressione	P [daN]	188 398
Peso fondazione + peso terreno gravante per trazione	K [daN]	114 295(*)
Verifica Strappamento:		
criterio K/S > 1,05	K/S	1,13 (*)
Verifica Compressione Terreno:		
$\sigma < 2,0$ daN/cm²	P/b²	1,73

Tabella 8

(*) valori riferiti al sostegno E ST H21 (-2)

La verifica a compressione per terreno tipo B e la verifica a strappamento dell'intera fondazione sono soddisfatte.

5.2 Verifiche strutturali della fondazione

Nel presente documento sono riportate le verifiche di resistenza strutturale, secondo il metodo delle tensioni ammissibili, che comprendono il calcolo delle tensioni nel c.a., relativamente allo stato tensionale nel calcestruzzo e nell'armatura del piede dei plinti e dei pilastri.

5.2.1 Stato tensionale nel plinto

Sia per l'armatura inferiore che per quella superiore si ipotizza uno schema a traliccio (asta tesa per l'armatura e biella compressa per il calcestruzzo).

Per l'armatura inferiore si assume un carico pari alla massima pressione trasmessa al terreno, mentre per l'armatura superiore si assume un carico pari al massimo peso del terreno gravante per trazione più il peso proprio del piede.

Il piede del plinto (ossia la piastra direttamente a contatto con il terreno o con il magrone di sottofondazione) è armato con due fasci di armatura ortogonali paralleli ai lati del plinto stesso. Le sporgenze, dal corpo del plinto, della piastra al piede nelle due direzioni, parallela alla linea (direzione Y) e ortogonale ad essa (direzione X), sono schematizzate come mensole caricate uniformemente dalle reazioni uniformemente distribuite del terreno.

Si definiscono le seguenti grandezze:

L_1 : dimensione massima del piedino (lato della base a contatto con il terreno);

L_2 : dimensione minima del piedino (lato della base superiore);

$\sum a = H$: altezza piede;

c : copriferro;

\varnothing_{pil} : diametro del pilastro;

$h_1 = (L_1 - L_2)/2 + (L_2 - \varnothing_{pil})/2$: altezza del trapezio di basi L_1 e L_2 su cui si ipotizza agisca la massima pressione del terreno;

α = inclinazione rispetto all'orizzontale della biella compressa rappresentativa del calcestruzzo;

$1/\text{tg}(\alpha) = (L_1 - \varnothing_{pil})/[4 \times (H - c)]$.

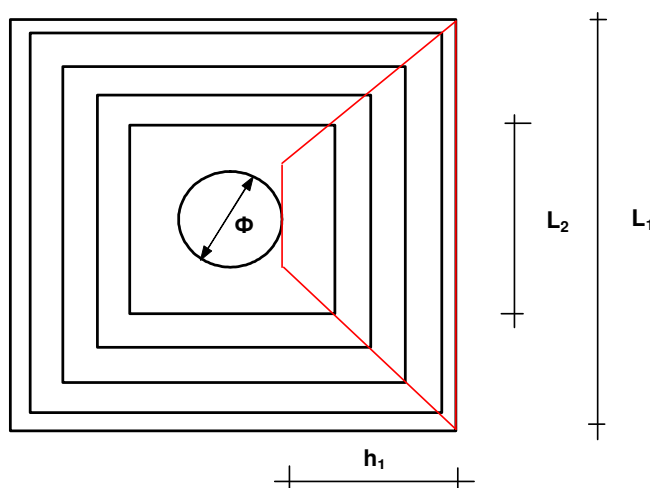


Figura 2

I dati geometrici caratteristici del plinto progettato per terreni di tipo B (LF 106 / 365) sono i seguenti:

$L_1 = 3,30$ m

$L_2 = 1,10$ m

$H = 1,40$ m

$c = 3$ cm

$\varnothing_{pil} = 80$ cm

$h_1 = 125$ cm

$1/\text{tg}(\alpha) = 0,46$

Armatura inferiore (12 Ø12 = 13,56 cm²)

$$\text{Area di Carico} = (L_2 + L_1) \times h_1 / 2 = (330 + 110) \times 125 / 2 = 27\,500 \text{ cm}^2$$

$$\text{Carico N} = (\text{pressione max}) \times (\text{Area di carico}) = 1,730 \times 27\,500 = 47\,575 \text{ daN}$$

$$\text{Tensione massima armatura} = N \times 1/\text{tg}(\alpha) / (\text{area armatura inferiore}) = 47\,575 \times 0,46 / 13,56 = 1\,614 \text{ daN/cm}^2 < 2\,550 \text{ daN/cm}^2$$

Armatura superiore (6 Ø14 = 9,24 cm²)

$$\text{Carico N} = [(\text{peso terreno gravante per trazione}) + (\text{peso plinto})] / 4 = (\gamma_2 \times V_t + \gamma_1 \times V_c) / 4 = (98\,920 + 20\,203) / 4 = 29\,781 \text{ daN}$$

$$\text{Tensione massima armatura} = N \times 1/\text{tg}(\alpha) / (\text{area armatura superiore}) = 29\,781 \times 0,46 / 9,24 = 1\,483 \text{ daN/cm}^2 < 2\,550 \text{ daN/cm}^2$$

Massima sollecitazione a taglio nel calcestruzzo

Carico T = Carico N armatura inferiore

$$\text{Area di taglio} = (L_1 + \varnothing_{pil}) \times H / 2 = (330 + 80) \times 140 / 2 = 28\,700 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tensione di taglio massima nel calcestruzzo} = 47\,575 / 28\,700 = 1,66 \text{ daN/cm}^2 < 5,3 \text{ daN/cm}^2$$

5.2.2 Stato tensionale nel pilastro

Come successivamente definito, le azioni corrispondenti ai carichi verticali trasmessi dal sostegno sono considerate trasferite interamente al piede della fondazione; il pilastro è da considerarsi pertanto sollecitato dalla sola azione orizzontale di taglio trasmessa dal sostegno che induce, alla base del pilastro, un momento flettente pari al taglio per l'altezza del pilastro stesso.

Le massime sollecitazioni alla base del pilastro relative alla fondazione LF 106 / 365 sono:

- Azione di taglio T = 8 654 daN (superiore all'azione di taglio minima richiesta)
- Braccio = 3,65 (altezza totale fondazione interrata) – 1,40 (spessore plinto) + 0,50 (fuoriterra) = 2,75 m
- Momento flettente alla base del pilastro = 8 654 daN × 2,75 m = 237,985 kNm

Come da specifica Terna, il valore massimo del tiro di amarro al piede è posto pari a 3 200 daN, per la serie 150 kV, moltiplicato per un coefficiente di sicurezza pari a 2,5, il che determina un'azione orizzontale (taglio di progetto) di 8 000 daN a cui il pilastro deve essere in grado di far fronte.

Il momento flettente alla base del pilastro utilizzato per la verifica è quindi:

- 8 654 daN × 2,75 m = 237,985 kNm

Si considera una sezione con le seguenti caratteristiche:

- Sezione: Ø 80 cm;
- Copriferro: 3 cm
- Armatura: 16 Ø20

La verifica della sezione in c.a. è stata eseguita con il programma VcaSlu ver. 6.4 del 2/7/2007, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi del Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Brescia.

Titolo : LF 106/365 per terreno B

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 2 [cm]
 Copriferro (baric.): 4 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Sd}: 0 kN
 M_{xSd}: 0 kNm
 M_{ySd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

FeB44k	C20/25
ϵ_{su} 10 ‰	ϵ_{cu} 3.5
f_{yd} 373.9 N/mm ²	f_{cd} 12.5
E_s 200 000 N/mm ²	α 0.85 ?
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.870 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 8.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.5333
	τ_{c1} 1.686

σ_c -6.606 N/mm²
 σ_s 217.8 N/mm²
 ϵ_s 1.089 ‰
 d 76.00 cm
 x 23.77 w/d 0.3127
 δ 0.8309

Vertici: 100
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Figura 3

Si ottengono le seguenti tensioni massime nei materiali:

- Tensione massima nel calcestruzzo: $\sigma_c = 66,1 \text{ daN/cm}^2 < 85 \text{ daN/cm}^2$
- Tensione massima nei ferri: $\sigma_f = 217,8 \text{ daN/cm}^2 < 255 \text{ daN/cm}^2$
- Tensione di taglio nel calcestruzzo: $\tau = (4/3) \times 8654 / (\pi \times 80^2 / 4) = 2,30 \text{ daN/cm}^2 < 5,3 \text{ daN/cm}^2$

5.2.3 Stato tensionale nel calcestruzzo, all'interfaccia moncone-fondazione

Le verifiche sono fatte nei riguardi delle sole azioni trasmesse dal moncone alla fondazione, le verifiche condotte riguardano pertanto la compressione locale del calcestruzzo ed il punzonamento nello stesso; le verifiche dei monconi sono riportate nelle relazioni [4], [5] e [6].

Per la verifica dell'interfaccia fra moncone e sostegno si è fatta l'ipotesi che la sollecitazione di trazione/compressione venga trasferita alla fondazione tramite il solo contrasto offerto dalle apposite squadrette previste sul moncone (si trascura pertanto il contributo eventualmente offerto dall'attrito moncone-calcestruzzo di fondazione), ripartendosi in parti uguali sui diversi livelli delle squadrette di ancoraggio.

Nel caso della fondazione unificata LF 106/365 sono previsti i monconi di tipo F45, F46 e F49; nella Tabella seguente sono riportati il numero ed i livelli delle squadrette oltre al tipo e lunghezza delle stesse.

Tipo fondazione	Tipo monconi	Squadrette		
		n. livelli	n. squadrette/livello	Profilo/lunghezza (mm)
LF106/365	F49	2	2	150 × 150 / 400
	F50	2	2	180 x 180 / 450
	F54	2	2	150 x 150 / 400

Tabella 9

Compressione locale nel calcestruzzo

La Tabella seguente riporta per i monconi impiegati nella fondazione in esame (Rif. [4], [5] e [6]) i massimi carichi applicati ai monconi, le aree di contatto delle squadrette e le corrispondenti massime sollecitazioni di compressione locale sul cls.

Moncone	Area di contatto squadrette (cm ²)	Massimo carico applicato (daN)	Massima compressione cls (daN/ cm ²)
F49	1 950 ⁹	93 719	48,1
F50	2 592 ¹⁰	114 200	44,1
F54	1 950 ¹¹	120 173	61,6

Tabella 10

La massima compressione risulta quindi di valore inferiore al valore ammissibile pari a $\sigma_{c/loc} = 72,3$ daN/cm²

Punzonamento nel calcestruzzo

Per la verifica, si considera che la pressione di contatto si distribuisca uniformemente sulle squadrette, e quando queste ultime sono su più livelli sia la prima squadretta, quella che si trova a distanza maggiore dal bordo inferiore del plinto, ad assorbire tutto lo sforzo (**I^a verifica**); in questo secondo caso, a favore di sicurezza, si verifica inoltre che metà dello sforzo sia assorbito anche dalla sola squadretta che si trova al livello inferiore (**II^a verifica**).

Nella verifica si considera l'area di contatto come una superficie fittizia quadrata.

⁹ 1950 cm² = 2 [n. livelli squadrette] x (2 [n. squadrette per livello] x 40 cm [Lunghezza profilo] x 15 cm [Dimensioni profilo] – 15 cm [Dimensioni profilo] x 15 cm [Dimensioni profilo])

¹⁰ 2592 cm² = 2 [n. livelli squadrette] x (2 [n. squadrette per livello] x 45 cm [Lunghezza profilo] x 18 cm [Dimensioni profilo] – 18 cm [Dimensioni profilo] x 18 cm [Dimensioni profilo])

¹¹ 1950 cm² = 2 [n. livelli squadrette] x (2 [n. squadrette per livello] x 40 cm [Lunghezza profilo] x 15 cm [Dimensioni profilo] – 15 cm [Dimensioni profilo] x 15 cm [Dimensioni profilo])

I^a verifica

Tipo Moncone	Sp = Distanza massima tra ala orizzontale squadrette e bordo inferiore plinto [cm]	L = lato piastra fittizia, con area pari all'area contatto di una singola coppia di squadrette = (area di contatto squadrette) ^{1/2} [cm]	N = Massima azione assiale trazione - compressione [daN]	Tensione di taglio = $N/[4 \times (L+Sp) \times Sp]$ [daN/cm ²]
F49	85 ¹²	44,2	93 719	2,13
F50	94 ¹³	50,9	114 200	2,10
F54	90 ¹⁴	44,2	120 173	2,49

Tabella 11

II^a verifica

Tipo Moncone	Sp = Distanza minima tra ala orizzontale squadrette e bordo inferiore plinto [cm]	L = lato piastra fittizia, con area pari all'area contatto di una singola coppia di squadrette = (area di contatto squadrette) ^{1/2} [cm]	N' = Massima azione assiale trazione - compressione / 2 [daN]	Tensione di taglio = $N'/[4 \times (L+Sp) \times Sp]$ [daN/cm ²]
F49	50 ¹⁵	44,2	46 860	2,49
F50	57 ¹⁶	50,9	57 100	2,32
F54	55 ¹⁷	44,2	60 087	2,75

Tabella 12

Le tensioni calcolate sono inferiori al valore ammissibile di 5,3 daN/cm².

6 CONCLUSIONI

La fondazione in oggetto, così come descritta nel cap. 2 della presente relazione, risulta verificata; essa è pertanto idonea ad essere adottata per i sostegni 150 kV semplice e doppia terna indicati nel Cap. 1 del presente documento, nel caso di terreni di tipo B.

¹² 85 cm = 70 cm (distanza tra CG squadrette livello superiore e estremità moncone) + 15 cm (spessore blocco di appoggio)

¹³ 94 cm = 79 cm (distanza tra CG squadrette livello superiore e estremità moncone) + 15 cm (spessore blocco di appoggio)

¹⁴ 90 cm = 75 cm (distanza tra CG squadrette livello superiore e estremità moncone) + 15 cm (spessore blocco di appoggio)

¹⁵ 50 cm = 35 cm (distanza tra CG squadrette livello inferiore e estremità moncone) + 15 cm (spessore blocco di appoggio)

¹⁶ 57 cm = 42 cm (distanza tra CG squadrette livello inferiore e estremità moncone) + 15 cm (spessore blocco di appoggio)

¹⁷ 55 cm = 40 cm (distanza tra CG squadrette livello inferiore e estremità moncone) + 15 cm (spessore blocco di appoggio)