



Divisione Ambiente e Territorio di CESI S.p.A.

<i>Data:</i>	10/05/2010
<i>Progettista:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Redatto:</i>	Alessandro Cadore
<i>Verificato:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Approvato:</i>	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	10/05/2010	Prima emissione	M. Amorelli	V. Iuliani	E. Di Bartolomeo
	N.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO	
Relazione di calcolo	R C DS3000 U ST 00041	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	<p style="text-align: center;">STAZIONI ELETTRICHE A 132 kV</p> <p>SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS3000 U ST 00039 rev. 02 COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS3000 U ST 00041 rev. 02</p> <p style="text-align: center;">FONDAZIONE PER INTERRUTTORE TRIPOLARE TG2003</p>	
RICAVATO DAL DOC. TERNA		

CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA		

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS3000 U ST 00041	---	A4	---	01/31

Questo documento contiene informazioni di proprietà Terna S.p.A. e deve essere utilizzato esclusivamente dal destinatario in relazione alle finalità per le quali è stato ricevuto. È vietata qualsiasi forma di riproduzione o di divulgazione senza l'esplicito consenso di Terna S.p.A.
 This document contains information proprietary to Terna S.p.A. and it will have to be used exclusively for the purposes for which it has been furnished.
 Whichever shape of spreading or reproduction without the written permission of Terna S.p.A. is prohibited.

Cliente TERNA S.p.A. Roma

Oggetto STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI
Lotto 150 kV
Calcolo di verifica della fondazione per Interruttori

Ordine Contratto 3000025378 Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2008

Note Rev. 01 – Lettera di trasmissione B0012627
 Il rapporto A9036105 sostituisce ed annulla il rapporto A8037932

PUBBLICATO A9036105 (PAD - 1331149)

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

N. pagine 30 **N. pagine fuori testo** 0

Data 10 maggio 2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro
A9036105 114933 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio
A9036105 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi
A9036105 777241 APP



Mod. RISM v. 02

Indice

1	SCOPO	3
2	CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE	3
2.1	Caratteristiche geometriche	3
2.2	Caratteristiche dei materiali.....	4
2.3	Capacità portante della fondazione	4
2.4	Caratteristiche del terreno	5
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	6
3.1	Individuazione delle azioni	6
3.2	Condizione di carico di linea.....	6
3.3	Montaggio	6
3.4	Condizione di carico da vento.....	6
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore.....	7
3.6	Condizione di carico sismica.....	7
3.6.1	La simulazione delle condizioni sismiche.....	7
3.6.2	Componenti orizzontali	7
3.6.3	Componente verticale.....	8
3.6.4	Combinazione delle componenti dell'azione sismica	8
3.6.5	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	9
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	9
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	9
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	9
4	TIPO DI VERIFICA	9
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	9
5.1	Stati limite ultimi.....	9
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	10
5.1.2	Combinazioni eccezionali	10
5.1.3	Combinazioni sismiche	11
5.2	Stati limite di esercizio	12
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	12
7	CALCOLI DI VERIFICA	12
7.1	Sollecitazioni massime sulla fondazione.....	12
7.2	Verifica al ribaltamento.....	16
7.3	Verifica della capacità portante.....	16
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	17
7.5	Verifica strutturale.....	17
7.5.1	Verifica flessionale della fondazione	18
7.5.2	Verifica a taglio della fondazione.....	24
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	25
9	CONCLUSIONI	27
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	28
APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo		29

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	31/03/2009	A8037932	Prima emissione
01	10/05/2010	A9036105	Modifica caratteristiche materiali

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione TG2003 per interruttori tripolari della sezione 150 kV, del tipo Crompton Greaves.

La verifica strutturale è condotta per i massimi carichi relativi alle carpenterie di supporto di tali apparecchiature, vedasi rif. [1], fornite direttamente dal costruttore e quindi non appartenenti all'unificato Terna.

La fondazione è dimensionata in modo da potere sollecitare il terreno con pressioni massime non superiori alle seguenti tensioni di rottura del terreno, σ_{rott} :

- 2,4 daN/cm²;
- 3,0 daN/cm²;
- 4,5 daN/cm²;
- 6,0 daN/cm².

Tali tensioni di rottura, stimate, secondo la normativa antecedente a [4], come il prodotto della tensione ammissibile σ_{amm} per un coefficiente di sicurezza $F = 3$, corrispondono alle tensioni ammissibili di 0,8 - 1,0 - 1,5 e 2,0 daN/cm², usualmente richieste da Terna nei dimensionamenti secondo la normativa antecedente.

2 CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE

2.1 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per interruttori tripolari è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Trattasi di una piastra di dimensioni di 8,40 × 1,80 × 0,70 m al centro della quale è ricavata una canaletta di dimensioni 0,50 x 0,30 m che si sviluppa lungo tutta la lunghezza della fondazione. Le strutture di sostegno dei tre interruttori tripolari sono ancorate alla fondazione mediante tirafondi o zanche. La posizione dell'asse degli ancoraggi dei tre sostegni è centrata nel senso del lato minore della fondazione e posta rispettivamente a 1,35, 3,55 e 5,75 m dal bordo del lato minore in direzione del lato maggiore.

Le dimensioni della piastra di fondazione rimangono le stesse per tutti i livelli di tensione di rottura del terreno considerati in quanto le verifiche effettuate (rif. Par. 7.3) evidenziano come, nella condizione di combinazione di carico e di parametri M_i ed R_i più gravosa considerata, il valore di tensione massima scaricata sul terreno si mantenga entro il valore di $\sigma_{rott} / R_i = 2.4 / R_i$ daN/cm².

La verifica che definisce le dimensioni minime attribuite alla fondazione nel caso in esame risulta essere quella della limitazione della parzializzazione della stessa.

Le caratteristiche ponderali e di armatura della fondazione sono riportate nella tabella che segue.

Volume calcestruzzo [m ³]	Peso calcestruzzo armato (peso specifico di 2500 daN/m ³) [daN]	Ferri della piastra di base, paralleli al lato lungo, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato lungo, armatura intermedia e superiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato corto, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato corto, armatura superiore
9,324	23 310	10Ø14	12Ø14	43Ø10	43Ø10

2.2 Caratteristiche dei materiali

Il calcestruzzo della fondazione è in classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$), con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} = 332 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [3]);
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [3]);
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,1 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- Classe di consistenza S4 (UNI-EN 206-1);
- Condizioni ambientali Aggressive (tab. 4.1.III di [3]), per classi di esposizione ambientale XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1);
- Copriferro $c = 4 \text{ cm}$.

La resistenza a taglio V_{Rd} , per elementi ipotizzati senza armatura trasversale resistente a taglio, viene calcolata in base alla formulazione 4.1.14 del Par. 4.1.2.1.3.1 di [3].

Il calcestruzzo del magrone di sottofondazione è di classe $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$.

L'acciaio delle armature è B450C, con le seguenti caratteristiche:

- Tensione di snervamento $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio $\gamma_s = 1,15$ (Par. 4.1.2.1.1.3 di [3]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

2.3 Capacità portante della fondazione

La capacità portante della fondazione è stata valutata in modo parametrico considerando un terreno con peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/cm}^2$ e caratteristiche di angolo d'attrito ϕ' e coesione c' variabili, fino ad un minimo di $\phi' = 14^\circ$, in base alla formulazione contenuta nell'"Annex 4", punto D.4 di [4]:

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

con:

c' = coesione drenata

$q' = \gamma' \cdot D$ = sovraccarico dovuto al terreno rispetto al piano di fondazione

D = minimo approfondimento del piano di fondazione rispetto alla superficie del terreno

γ' = peso immerso del terreno

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi'} \cdot \tan^2(45 + \phi'/2) \quad \phi' = \text{angolo d'attrito drenato}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi'$$

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

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi')^2$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \phi' \quad B' = \text{larghezza efficace della fondazione}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot (B'/L') \quad L' = \text{lunghezza efficace della fondazione}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi')$$

$$i_q = [1 - H / (V + A \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

H = carico orizzontale sulla fondazione

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

V = carico verticale sulla fondazione

$$m = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

θ = angolo di applicazione di H rispetto alla direzione di L'

$$m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')]$$

$$m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')]$$

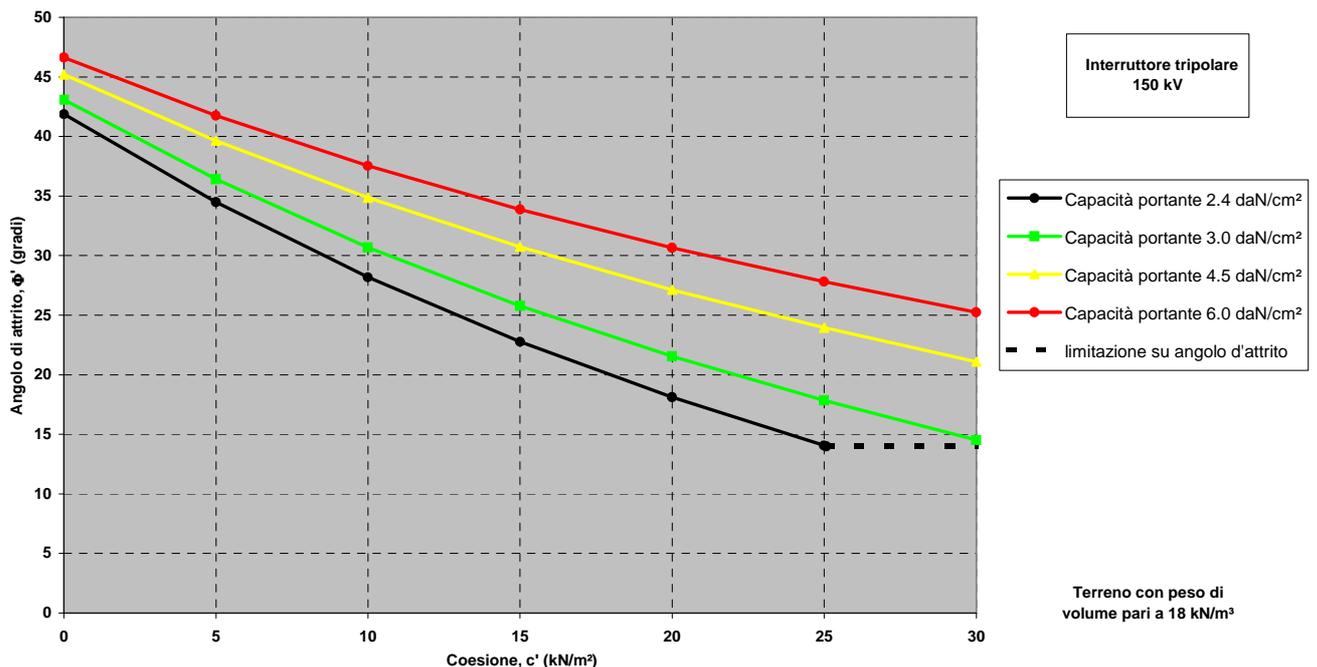
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

e_B = eccentricità del carico in direzione della larghezza della fondazione

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

e_L = eccentricità del carico in direzione della lunghezza della fondazione

ottenendo le seguenti curve:



I carichi considerati per le valutazioni sono quelli relativi combinazione di carico EQU, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

La tensione di rottura minima del terreno per cui è verificata la fondazione è pari a 2,4 daN/cm². Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 14°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,25 daN/cm².

2.4 Caratteristiche del terreno

Le verifiche che seguono sono state effettuate nell'ipotesi più conservativa per le stesse di terreno, avente le seguenti caratteristiche:

- Peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/m}^3$;
- Peso di volume immerso $\gamma' = 900 \text{ daN/m}^3$;
- Angolo di attrito $\Phi' = 14^\circ$;
- Coesione $c' = 0,25 \text{ daN/cm}^2$.

Il livello di falda è considerato al piano campagna.

3 DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

3.1 Individuazione delle azioni

Le condizioni di carico per le quali si effettua la verifica sono:

- Tiro di linea a -20 °C (zona B) – Tiro semplice;
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B) – Tiro composto;
- Montaggio (vedi Par. 3.2.2 del rif. [6]);
- Vento;
- Perdita di carico per rottura di un conduttore;
- Sismica;
- Corto circuito.

I carichi sismici, quelli da corto circuito e quelli da perdita di carico sono definiti come eccezionali in [6], par. 3.2.

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente.

3.2 Condizione di carico di linea

Per le apparecchiature analizzate sono stati applicati i carichi di linea sotto definiti:

- Tiro di linea a -20 °C (zona B), definito nel seguito “Tiro semplice”, il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [5];
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B), definito nel seguito “Tiro composto”, il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [5].

Tali valori, la cui entità è stata comunicata da Terna con apposito documento (Rif. [8]), sono riportati nella tabella che segue; per le verifiche dei sostegni e delle fondazioni di ogni apparecchiatura essi sono considerati applicati bilateralmente in direzione della linea.

Apparecchiatura	Tiro semplice [N]	Tiro composto [N]
Interruttore tripolare 150 kV	400	150

3.3 Montaggio

I valori dei carichi considerati sono stati considerati in base a quanto riportato nel Par. 3.2.2 del rif. [6].

3.4 Condizione di carico da vento

In accordo con quanto riportato in [3] la valutazione dei carichi da vento, è stata fatta in base alle ipotesi e considerazioni di seguito riportate.

La pressione del vento agente sulla struttura è pari a:

$$p = q_b \times c_e \times c_p \times c_d$$

con:

q_b = pressione cinetica di riferimento;

c_e = coefficiente di esposizione;

c_p = coefficiente di forma;

c_d = coefficiente dinamico.

Questo valore di pressione del vento moltiplicato per l'area di spinta dell'apparecchiatura e del supporto determina i valori di forza da vento da considerare nelle verifiche.

Per la valutazione dei parametri da inserire nella formulazione precedentemente indicata sono state fatte le seguenti ipotesi:

- il coefficiente di esposizione c_e è stato valutato per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base all'altezza dello stesso (Rif. 3.3.7 di [3]), con riferimento alla categoria di esposizione III;
- il coefficiente c_p di forma viene considerato pari a 0,7; tale valore è stato verificato, per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base alla formulazione di c_p per corpi cilindrici riportata al paragrafo C3.3.10.6 di [10];
- il coefficiente c_d dinamico è stato assunto cautelativamente uguale ad 1 (vedi paragrafo 3.3.8 di [3]);
- il valore della pressione cinetica di riferimento q_b è stato valutato in base alla formulazione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

con: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$;

v_b = velocità del vento di riferimento, considerata pari a 48 m/s.

3.5 Perdita di carico per rottura di un conduttore

Per ogni apparecchiatura i valori di carico di linea definiti al paragrafo 3.2 ed in quel contesto applicati bilateralmente in direzione della linea, sono stati in questo caso applicati da un solo lato, sempre in direzione della linea.

3.6 Condizione di carico sismica

L'illustrazione dettagliata dei criteri adottati per la identificazione della condizione di carico sismica è riportata in [7].

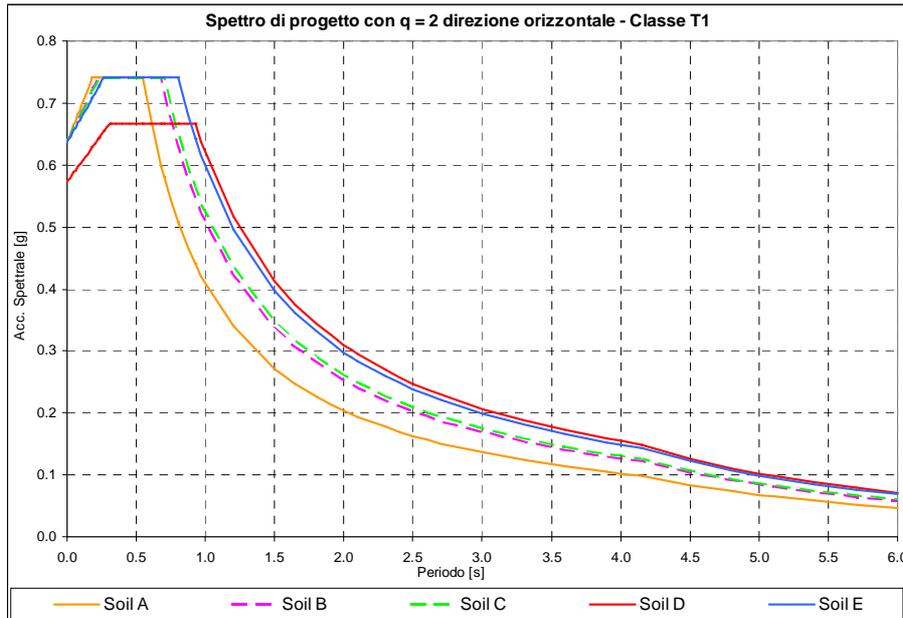
Di seguito sono illustrati gli spettri impiegati nella verifica.

3.6.1 La simulazione delle condizioni sismiche

Per quanto riguarda la metodologia di calcolo per la determinazione delle sollecitazioni sismiche, essa si basa sulla considerazione, già verificata nel corso di SISMISTA, che la fondazione è soggetta alle sollecitazioni derivanti dalla risposta dinamica del sovrastante assieme carpenteria-apparecchiatura: tale assieme si configura come un sistema dinamico la cui frequenza fondamentale si colloca, in generale, all'interno della banda di frequenze di massima amplificazione dello spettro di progetto. La massima accelerazione di risposta al sisma, costituisce perciò, moltiplicata per la massa complessiva dell'insieme concentrata nel suo baricentro, la forzante del sistema. La presenza di componenti diverse dalla fondamentale nella risposta sismica è tenuta in conto con un coefficiente posto uguale a 1,2, con riferimento alla norma INGENDESA ETGI-1.020, Novembre 1997 *Especificaciones técnicas generales. Diseño sísmico- Versión resumida*, di largo impiego nella qualificazione sismica di apparecchiature elettromeccaniche di sottostazione per via sperimentale ed analitica.

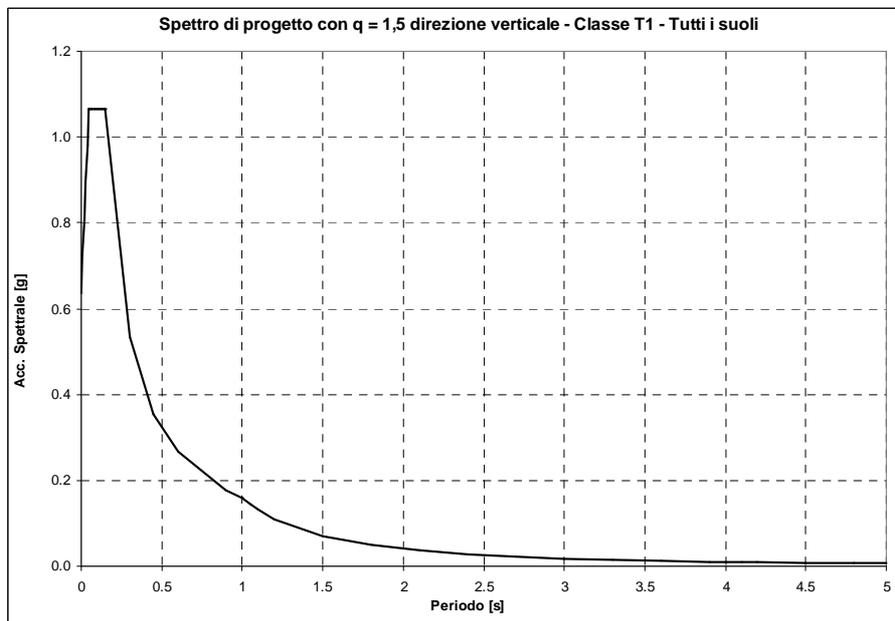
3.6.2 Componenti orizzontali

Il diagramma seguente riporta lo spettro di progetto relativo a tutti i suoli per le componenti orizzontali, con valore a_g pari a 6,247 g/10 e fattore di struttura pari a 2 (vedasi [3]).



3.6.3 Componente verticale

Il diagramma seguente riporta lo spettro (indipendente dal tipo di suolo) per la componente verticale, con valore a_g pari a 6,247 g/10 e fattore di struttura pari a 1,5 (rispetto allo spettro elastico nelle formule si sostituisce η con $1/q$).



3.6.4 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni sismiche sono combinate secondo quanto previsto dalla tabella nel Cap.5, congruente con quanto riportato nel par. 7.3.5 di [3].

3.6.5 Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo.

3.7 Condizione di carico da corto circuito

3.7.1 Definizione del carico da corto circuito

I carichi da corto circuito sono tratti dal rif. [8]. Il corto circuito non viene considerato contestualmente al sisma, anche se potrebbe essere causato da quest'ultimo. Trattasi, in questa interpretazione, di due eventi eccezionali la cui probabilità combinata di accadimento può essere considerata scarsa (vedasi [6], Par. 3.2).

In accordo a [8], si riconoscono sollecitazioni derivanti da tre tipi diversi di fenomeno, "pinch", "swing" e "drop", associati all'esplicitarsi del corto circuito: tali fenomeni, dal punto di vista strutturale, si traducono in un aumento del tiro tra l'apparecchiatura in esame e quella ad essa adiacente. Tuttavia, essi hanno dinamiche molto diverse: dell'ordine delle decine di millisecondi per il pinch, delle centinaia di millisecondi per lo swing. Nella pratica, le rispettive sollecitazioni possono essere perciò considerate come temporalmente disaccoppiate. Inoltre, la rapidità dei fenomeni di pinch e swing consente, in linea di principio, ad entrambi i tipi di sollecitazioni di agire sull'assieme apparecchiatura + sostegno, mentre la fondazione non è praticamente interessata al pinch ma, semmai, solo allo swing.

I valori di corto circuito, per cui le apparecchiature più sollecitate sono state verificate, sono stati desunti dal documento di riferimento [8] e derivano da un calcolo eseguito per una corrente di corto circuito pari a 40 kA. I valori con le relative direzioni di applicazione sono i seguenti:

Apparecchiatura	Swing [N]	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
	X		Z	Y
Interruttore tripolaree 150 kV	2 080	7 230	4 087	10 019

Tra i carichi sopra descritti, per la verifica della fondazione si sono utilizzati, in base a quanto detto in precedenza, i valori legati al fenomeno di swing.

3.7.2 Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo.

4 TIPO DI VERIFICA

Le attività di verifica delle fondazioni, vengono condotte sulla base dei criteri degli *stati limite ultimi* e degli *stati limite di esercizio* (Rif. [3]), a partire dalle più gravose condizioni di carico derivanti dall'analisi delle carpenterie di sostegno ad esse afferenti.

5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

5.1 Stati limite ultimi

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [3]), sono elencate nei paragrafi che seguono.

5.1.1 Combinazione fondamentale

In accordo a [3] (Par. 2.5.3) le combinazioni fondamentali:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

con:

γ_{G1} = coefficiente parziale per i carichi permanenti;

G_1 = carichi permanenti;

γ_{G2} = coefficiente parziale per i carichi permanenti non strutturali;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

γ_P = coefficiente parziale per pretensione e precompressione;

P = pretensione e precompressione;

γ_{Q1} = coefficiente parziale per l'azione variabile dominante;

Q_{k1} = azione variabile dominante;

γ_{Qj} = coefficienti parziali per le azioni variabili;

ψ_{0j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1, i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [3] Par. 2.5.3) ed i coefficienti parziali delle azioni contemplati per i diversi carichi (Rif. [3] Par. 2.6.1) rispettivamente per gli:

- stati limite ultimi di equilibrio (EQU);
- stati limite ultimi di resistenza della struttura (STR);
- stati limite ultimi di resistenza del terreno (GEO).

Il peso della fondazione ed il peso del terreno sovrastante sono stati considerati carichi permanenti.

I carichi sismici, quelli da corto circuito e quelli da perdita di carico non sono stati considerati in quanto eccezionali; nel caso in esame P è nullo.

Nella tabella che segue sono indicati i coefficienti applicati alle azioni nelle diverse combinazioni esaminate.

Tipo combinazione	Peso proprio	Tiro semplice	Tiro composto	Montaggio	Vento X	Vento Y	Perdita di tiro semplice	Perdita di tiro composto	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Fondamentale SLU_1	(*)	1.5	0	1.5	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU_2	(*)	0	1.5	1.5	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU_3	(*)	1.5	0	1.5	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU_4	(*)	0	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU_5	(*)	1.5	0	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU_6	(*)	0	1.5	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0

(*) variabili: valori assunti in base al tipo di verifica da eseguire

Il peso della fondazione, del terreno sovrastante e della struttura dell'apparecchiatura sono stati considerati nelle combinazioni fondamentali delle azioni con coefficienti parziali diversi a seconda della verifica da condurre sulla fondazione, in base al fatto che fossero favorevoli o sfavorevoli per la verifica stessa.

5.1.2 Combinazioni eccezionali

In accordo a [3] (Par. 2.5.3) le combinazioni eccezionali:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

con:

G_1 = carichi permanenti;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

P = pretensione e precompressione;
 A_d = azione eccezionale;
 ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;
 Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [3] Par. 2.5.3).

Il peso della fondazione ed il peso del terreno sovrastante sono stati considerati carichi permanenti.

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente; nel caso in esame P è nullo.

Nella condizione eccezionale relativa al corto circuito i carichi di linea sono da considerarsi già compresi nei carichi di corto circuito, costituendone il valore all'istante iniziale del fenomeno.

Nella tabella che segue sono indicati i coefficienti applicati alle azioni nelle diverse combinazioni esaminate.

Tipo combinazione	Peso proprio	Tiro semplice	Tiro composto	Montaggio	Vento X	Vento Y	Perdita di tiro semplice	Perdita di tiro composto	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Eccezionale Perdita Carico_1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Eccezionale Perdita Carico_2	1	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Eccezionale Corto Circuito	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

5.1.3 Combinazioni sismiche

In accordo a [3] (Par. 2.5.3) le combinazioni sismiche:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

con:

E = azione sismica;
 G₁ = carichi permanenti;
 G₂ = carichi permanenti non strutturali;
 P = pretensione e precompressione;
 ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;
 Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [3] Par. 2.5.3).

Il peso della fondazione ed il peso del terreno sovrastante sono stati considerati carichi permanenti.

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente all'azione sismica; nel caso in esame P è nullo; il valore di ψ_{2j}, associato ai carichi da vento, è assumibile anch'esso come nullo (vedasi tab. 2.5.I in par. 2.5.3 di [3]).

Nella tabella che segue sono indicati i coefficienti applicati alle azioni nelle diverse combinazioni esaminate.

Tipo combinazione	Peso proprio	Tiro semplice	Tiro composto	Montaggio	Vento X	Vento Y	Perdita di tiro semplice	Perdita di tiro composto	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Sismica_1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0.3	0.3	0
Sismica_2	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0.3	0
Sismica_3	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	0.3	1	0
Sismica_4	1	0	1	0	0	0	0	0	1	0.3	0.3	0
Sismica_5	1	0	1	0	0	0	0	0	0.3	1	0.3	0
Sismica_6	1	0	1	0	0	0	0	0	0.3	0.3	1	0

5.2 Stati limite di esercizio

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite di esercizio della fondazione, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [3]), sono quelle relative alle combinazioni sismiche menzionate in precedenza.

6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La fondazione è stata verificata nei confronti dei seguenti fenomeni:

- Ribaltamento della fondazione;
- Collasso per raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione- terreno;
- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso della struttura in cls della fondazione.

Le verifiche sono state effettuate considerando l'Approccio 1 con Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M2+R2) e l'Approccio 2 con (A1+M1+R3) (Rif. [3] Par. 6.2.3.1 e 6.4.2.1).

Per le azioni eccezionali sono state eseguite le stesse verifiche considerando le combinazioni delle azioni ad esse relative. In particolare la verifica con azione sismica è stata condotta nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Per la verifica al ribaltamento della fondazione sono stati utilizzati i coefficienti parziali delle azioni EQU e valore del parametro R unitario.

7 CALCOLI DI VERIFICA

Nel caso in esame le verifiche più penalizzanti per i fenomeni citati sono quelle relative al comportamento nei confronti della combinazione EQU (ribaltamento attorno a X, asse ortogonale alla direzione di linea, e ribaltamento attorno a Y, asse parallelo alla direzione di linea), della combinazione fondamentale SLU A2-M2-R2 (scorrimento sul piano di posa in direzione X e Y) e della combinazione fondamentale SLU A1-M1-R3 (capacità portante del terreno). Nel seguito vengono espone le verifiche citate al Paragrafo 6 nei confronti di tali combinazioni di carico per l'apparecchiatura menzionata.

Per ciò che riguarda le verifiche strutturali, data la geometria della fondazione e l'entità delle forze e momenti trasmessi, si assume quanto segue:

- si verifica a flessione retta nelle due direzioni X ed Y la piastra di base; gli schemi adottati per le verifiche sono quelli di trave su tre appoggi, considerati posizionati in corrispondenza al centro geometrico dei batoli, con mesole di estremità, in direzione X e trave semplicemente appoggiata in direzione Y (gli appoggi sono posizionati agli estremi della piastra); i momenti flettenti massimi si calcolano assumendo che il carico, in sicurezza, sia dato dalla tensione massima sul terreno, considerata uniformemente distribuita sull'area della piastra stessa, diminuita del peso della piastra;
- si verificano a taglio le sezioni della piastra;
- non si ritiene necessaria la verifica a punzonamento, dati la geometria e le entità dei carichi normali trasmessi.

7.1 Sollecitazioni massime sulla fondazione

Per ognuna delle tre apparecchiature la cui struttura portante è ancorata alla fondazione, si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alla fondazione stessa derivanti dall'analisi delle combinazioni delle azioni citate al paragrafo 5.1 e relative alla condizione più penalizzante:

- Massimo momento ribaltante attorno ad un asse trasversale a quello della linea;

- Massimo momento ribaltante attorno ad un asse parallelo a quello della linea;
- Minima azione verticale.

Dall'analisi delle combinazioni delle azioni citate al paragrafo 5.1 è risultato che le condizioni di carico più penalizzanti per la struttura sono relative alle combinazioni EQU, SLU A2-M2-R2 e SLU A1-M1-R3, a seconda della verifica considerata.

Le tabelle che seguono riportano, per ogni condizione di verifica, i valori di M_x , M_y , T_x , T_y e N agenti complessivamente sulla fondazione; tali valori sono le sollecitazioni applicate dalle strutture di supporto delle tre fasi dell'apparecchiatura sulla superficie di contatto con la fondazione. La fondazione supporta infatti tre sostegni metallici del tutto analoghi; conseguentemente, si è ipotizzato che i carichi siano uguali su ognuna delle superfici di appoggio e che, complessivamente, ogni singola componente del carico sulla fondazione sia il triplo di quella che insiste sulla singola superficie di appoggio.

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_x [daN-m]	Taglio T_y [daN]	Momento flettente M_y [daN-m]	Taglio T_x [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Interruttore tripolare	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	EQU	7 758	2 947	3 939	1 498	-1 454
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	EQU	5 132	1 948	6 566	2 497	-1 454
	Minima azione assiale	EQU	5 132	1 948	3 939	1 498	-1 454

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_x [daN-m]	Taglio T_y [daN]	Momento flettente M_y [daN-m]	Taglio T_x [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Interruttore tripolare	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A1-M1-R3	7 758	2 947	3 939	1 498	-2 101
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A1-M1-R3	5 132	1 948	6 566	2 497	-2 101
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	5 132	1 948	3 939	1 498	-2 101

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Interruttore tripolare	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A2-M2-R2	6 724	2 554	3 939	1 498	-1 616
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A2-M2-R2	4 973	1 888	5 690	2 164	-1 616
	Minima azione assiale	SLU A2-M2-R2	4 973	1 888	3 939	1 498	-1 616

Come già indicato, detti Tx e Ty i tagli ed Mx, My i momenti flettenti alla base della carpenteria, i momenti flettenti:

- $MX = Mx + Ty \cdot H$
- $MY = My + Tx \cdot H$

con H spessore della fondazione, costituiscono i valori di momento ricondotti sul piano di base della fondazione stessa. Essendo i carichi verticali provenienti dalle apparecchiature disposti asimmetricamente in direzione x rispetto alla base della fondazione sono stati introdotti anche i momenti di trasporto delle azioni verticali N sul baricentro della pianta della fondazione.

I valori del taglio si trasferiscono immutati, mentre lo sforzo normale N subisce un incremento dovuto al peso della fondazione e del terreno ad essa sovrastante; nel caso specifico di verifica sismica il peso viene ridotto di una quantità pari al peso moltiplicato per l'accelerazione massima del terreno in direzione verticale.

- $TX = Tx$
- $TY = Ty$
- $NZ = Nz + P$

Nella valutazione del peso P sono stati applicati i coefficienti parziali per le azioni relativi alla combinazione di carico utilizzata.

Essendo la dimensione maggiore della fondazione orientata di $\alpha = 90^\circ$ rispetto agli assi linea, tutte le verifiche sono svolte riferendosi agli assi locali della fondazione stessa, individuando un asse X' diretto lungo l'asse minore della fondazione e un asse Y', ad esso ortogonale.

I carichi sono perciò da trasformarsi come segue:

$$TX' = TX \cdot \cos\alpha + TY \cdot \sin\alpha$$

$$TY' = -TX \cdot \sin\alpha + TY \cdot \cos\alpha$$

$$NZ' = NZ$$

$$MX' = MX \cdot \cos\alpha + MY \cdot \sin\alpha$$

$$MY' = -MX \cdot \sin\alpha + MY \cdot \cos\alpha$$

I carichi risultanti, utilizzati per la verifica della fondazione, definiti secondo gli assi X 'e Y' sono quindi:

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MX' [daN-m]	Taglio Y' [daN]	Momento flettente MY' [daN-m]	Taglio X' [daN]	Azione assiale massima NZ' [daN]
Interruttore tripolare	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	EQU	5 933	-1 498	-7 758	2 947	-14 042
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	9 258	-2 497	-5 132	1 948	-14 042
	Minima azione assiale	EQU	5 933	-1 498	-5 132	1 948	-14 042

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MX' [daN-m]	Taglio Y' [daN]	Momento flettente MY' [daN-m]	Taglio X' [daN]	Azione assiale massima NZ' [daN]
Interruttore tripolare	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU A1-M1-R3	6 353	-1 498	-7 758	2 947	-20 282
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU A1-M1-R3	9 679	-2 497	-5 132	1 948	-20 282
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	6 353	-1 498	-5 132	1 948	-20 282

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MX' [daN-m]	Taglio Y' [daN]	Momento flettente MY' [daN-m]	Taglio X' [daN]	Azione assiale massima NZ' [daN]
Interruttore tripolare	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU A2-M2-R2	6 038	-1 498	-6 724	2 554	-15 602
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU A2-M2-R2	8 255	-2 164	-4 973	1 888	-15 602
	Minima azione assiale	SLU A2-M2-R2	6 038	-1 498	-4 973	1 888	-15 602

Nella tabella che segue si riassumono le caratteristiche geometriche salienti della fondazione, nonché le caratteristiche del calcestruzzo e del terreno, necessarie per le successive verifiche.

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	14
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.244
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.25
Peso volume terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	900
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	1000
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	250
Peso specifico calcestruzzo, γ_{clz} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{clz} [daN/m ³]	1500
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX' [cm]	180
Lato maggiore piastra, BY' [cm]	840
Larghezza canaletta, l [cm]	50
Profondità canaletta, h [cm]	30
Spessore fondazione, sp [cm]	70
Spessore fondazione fuori terra, sp _n [cm]	0

Nelle valutazioni che seguono, a tutte le ulteriori azioni che intervengono nelle verifiche sono stati applicati i coefficienti parziali per le azioni relativi alla combinazione di carico utilizzata.

7.2 Verifica al ribaltamento

Di seguito si riportano i valori numerici relativi alle verifiche nelle tre condizioni di momento ribaltante massimo attorno ad un asse trasversale alla linea, ad un asse parallelo alla stessa e di carico verticale minimo per la combinazione di carico più penalizzante.

Nella verifica si sono trascurati, globalmente a favore di sicurezza, i contributi delle spinte attiva e passiva del terreno agenti sulla fondazione, nonché l'attrito laterale sulla stessa, per il fatto che si ipotizza che lo scavo per la costruzione della fondazione non venga eseguito a sezione obbligata.

Combinazione EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	5,933	9,258	5,933
M stab X' [daNm]	58,975	58,975	58,975
$\mu_{rib} X'$ [-]	9.94	6.37	9.94
$\mu_{rib} X' > 1$?	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	7,758	5,132	5,132
M stab Y' [daNm]	12,637	12,637	12,637
$\mu_{rib} Y'$ [-]	1.63	2.46	2.46
$\mu_{rib} Y' > 1$?	SI	SI	SI

La verifica a ribaltamento attorno ai due assi ortogonali della fondazione X' e Y' risulta soddisfatta.

7.3 Verifica della capacità portante

Di seguito si riportano i valori numerici relativi alle verifiche nelle tre condizioni di momento ribaltante massimo attorno ad un asse trasversale alla linea, ad un asse parallelo alla stessa e di carico verticale minimo per la combinazione di carico più penalizzante.

Combinazione SLU A1-M1-R3 (minimo rapporto R_i - $\sigma_{rott\ terr}$ / $\sigma_{terreno}$ e massima $\sigma_{terreno}$)

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.31	0.48	0.31
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.38	0.25	0.25
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.037	0.057	0.037
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.213	0.141	0.141
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	151,200		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	2.594	2.190	2.068
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	0.35	0.29	0.28
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	6.90	8.17	8.65
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	SI	SI	SI

La verifica di capacità portante del terreno di fondazione risulta soddisfatta.

7.4 Verifica a scorrimento sul piano di posa

Di seguito si riportano i valori numerici relativi alle verifiche nelle tre condizioni di momento ribaltante massimo attorno ad un asse trasversale alla linea, ad un asse parallelo alla stessa e di carico verticale minimo per la combinazione di carico più penalizzante.

Nella verifica si sono trascurati, globalmente a favore di sicurezza, i contributi delle spinte attiva e passiva del terreno agenti sulla fondazione, nonché l'attrito laterale sulla stessa, per il fatto che si ipotizza che lo scavo per la costruzione della fondazione non venga eseguito a sezione obbligata.

Combinazione SLU A2-M2-R2

Verifica a scorrimento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Forza attrito in direzione X, FX [daN]	3,112	3,112	3,112
$\mu_{sic\ X}$ [-]	1.22	1.65	1.65
mu sic X > 1.1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	3,112	3,112	3,112
$\mu_{sic\ Y}$ [-]	2.08	1.44	2.08
mu sic Y > 1.1 ?	SI	SI	SI

La verifica di scorrimento sul piano di posa della fondazione risulta soddisfatta.

7.5 Verifica strutturale

Gli schemi strutturali adottati per la verifica della fondazione sono, conservativamente, quelli di:

- trave continua su tre appoggi (direzione Y') con due luci di lunghezza 2,20 m e due mensole laterali di lunghezza rispettivamente 1,35 e 2,65 m (lunghezza complessiva 8,40 m), larghezza 1,80 m (direzione X') e spessore 0,70 m; la sezione presenta una risega centrale di dimensioni 50 x 30 cm; gli appoggi sono in corrispondenza dell'asse verticale delle carpenterie di sostegno dei poli dell'interruttore.
- trave semplicemente appoggiata di luce 1,80 m (direzione X'), larghezza 8,40 m (direzione Y') e spessore 0,40 m.

Le travi si considerano uniformemente caricate nel modo seguente:

- dal peso della piastra di fondazione stessa; il carico agisce dall'alto verso il basso;
- dalla reazione del terreno, assunta corrispondente alla pressione massima, considerata, in sicurezza, come agente su tutta la superficie di base della trave; il carico agisce dal basso verso l'alto.

Il calcolo dei momenti massimi applicati alle sezioni di verifica è stato eseguito utilizzando il programma “Trave continua”, ver. 7.3 del 07/02/2008. La verifica delle sezioni in calcestruzzo armato è stata eseguita utilizzando il programma “VcaSlu” ver. 7.5 del 16/06/2009; entrambi i programmi sono stati sviluppati dal Prof. Piero Gelfi del Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente della Facoltà di Ingegneria dell’Università degli Studi di Brescia.

7.5.1 Verifica flessionale della fondazione

La tensione massima trasmessa al terreno è pari a 0,35 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alle travi sono:

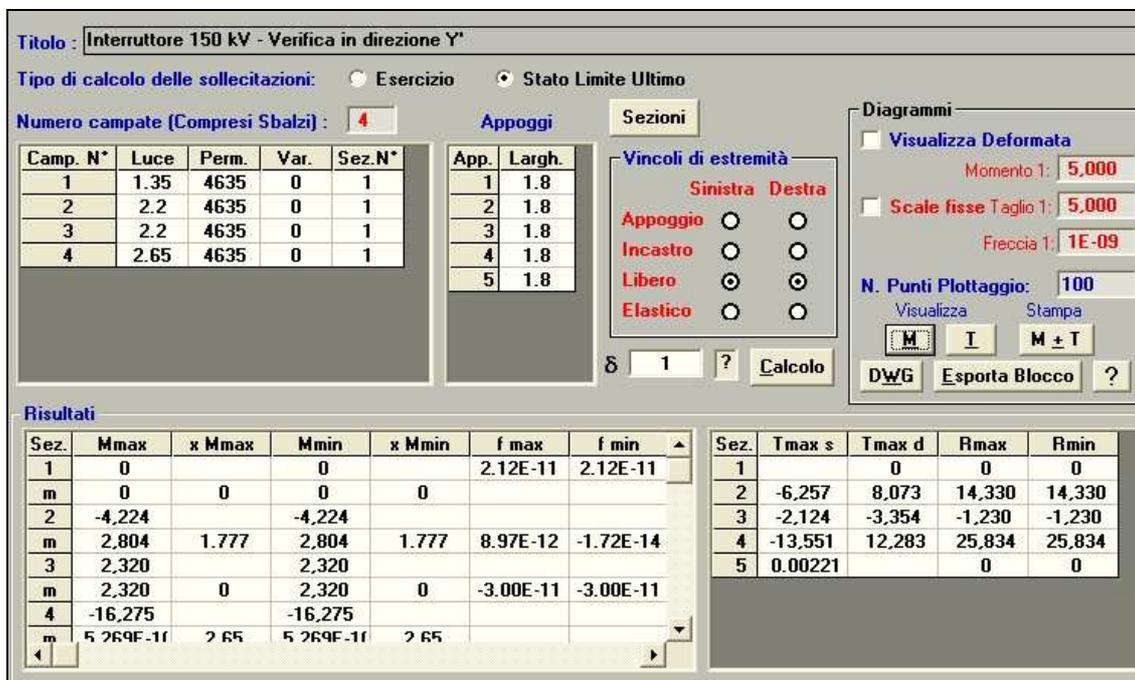
Direzione Y'

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times (70 \times 180 - 50 \times 30) = 16,65 \text{ daN/cm}$
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno: $q = 0,35 \times 180 = 63,00 \text{ daN/cm}$

Direzione X'

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times 840 \times (70 \times 130 + 40 \times 50) / 180 = 77,70 \text{ daN/cm}$
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno: $q = 0,35 \times 840 = 294,00 \text{ daN/cm}$

Direzione Y'



Titolo: Interruttore 150 kV - Verifica in direzione Y'

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 4

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	1.35	4635	0	1
2	2.2	4635	0	1
3	2.2	4635	0	1
4	2.65	4635	0	1

Appoggi

App.	Largh.
1	1.8
2	1.8
3	1.8
4	1.8
5	1.8

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Incastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Libero	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Elastico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Diagrammi

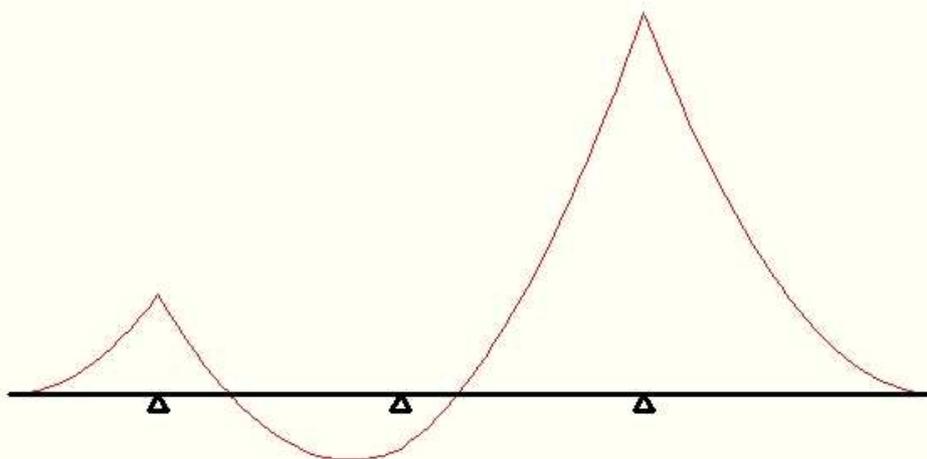
- Visualizza Deformata
- Momento 1: 5,000
- Scale fisse Taglio 1: 5,000
- Freccia 1: 1E-09
- N. Punti Plottaggio: 100
- Visualizza Stampa
- M I M ± T
- DWG Esporta Blocco ?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0		2.12E-11	2.12E-11
m	0	0	0	0		
2	-4,224		-4,224			
m	2,804	1,777	2,804	1,777	8.97E-12	-1.72E-14
3	2,320		2,320			
m	2,320	0	2,320	0	-3.00E-11	-3.00E-11
4	-16,275		-16,275			
m	5.269E-11	2.65	5.269E-11	2.65		

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		0	0	0
2	-6,257	8,073	14,330	14,330
3	-2,124	-3,354	-1,230	-1,230
4	-13,551	12,283	25,834	25,834
5	0,00221		0	0

File : Trave_3_appoggi_con_sbalzi - Interruttore 150 kV - Verifica in direzione Y'
Scala momenti 1:5000 - Sollecitazioni SLU



M min	0	0	-4,224	2,804	2,320	2,320	-16,275	-5.269E-10	-5.269E-10
M max	0	0	-4,224	2,804	2,320	2,320	-16,275	-5.269E-10	-5.269E-10
R max	0	0	14,330	2,804	-1,230	2,320	25,834	-5.269E-10	0
R min	0	0	14,330	2,804	-1,230	2,320	25,834	-5.269E-10	0

I momenti massimi risultano essere:

M (-) = -16 275 daN·m per verifica armatura inferiore
M (+) = 2 804 daN·m per verifica armatura superiore

Direzione X'

Titolo: Interruttore 150 kV - Verifica in direzione X'

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 1

Camp. N°	Luca	Perm.	Var.	Sez. N°
1	1.8	21630	0	1

App.	Largh.
1	8.4
2	8.4

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Incastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Libero	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Elastico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

δ 1 ?

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1: 10.000

Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1: 0.005

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

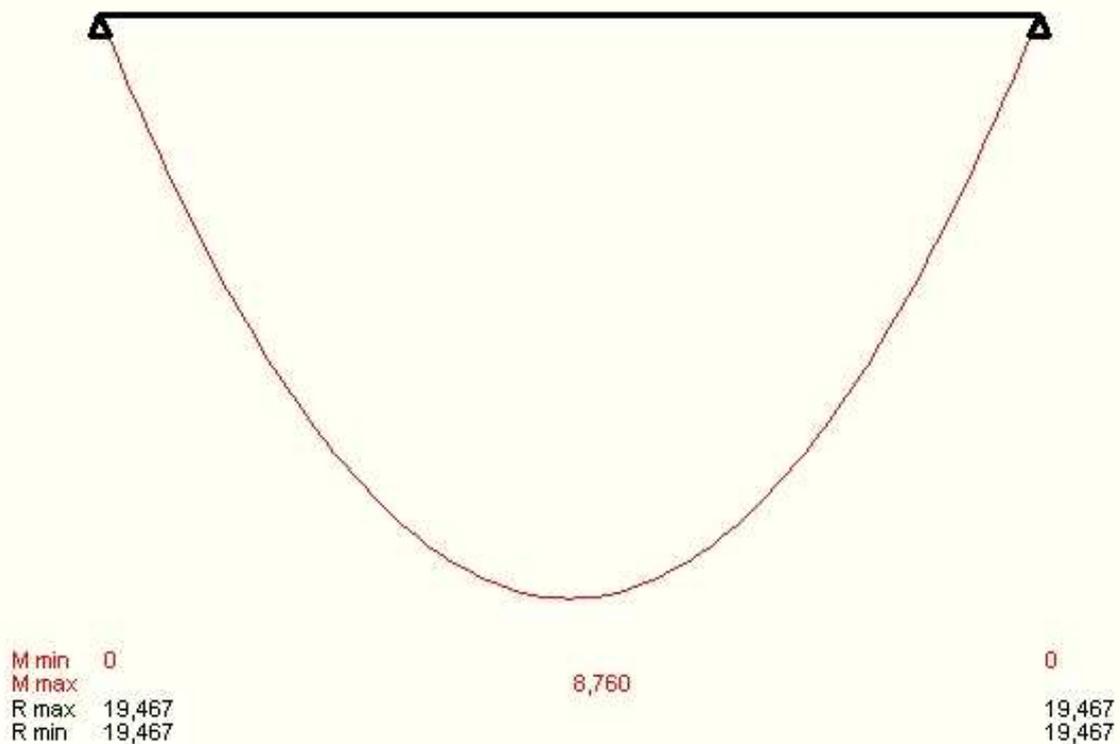
?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	8,760	0.9	8,760	0.9	6.16E-04	6.16E-04
2	0		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		19,467	19,467	19,467
2	-19,467	8,073	19,467	19,467

File : Trave_2_appoggi - Interruttore 150 kV - Verifica in direzione X'
Scala momenti 1:10000 - Sollecitazioni SLU



Il momento massimo risulta essere:

$$M (+) = 8\,760 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

Per la verifica in direzione Y' si considera una sezione con le seguenti caratteristiche (sezione tipo):

- Sezione: 180 x 70 cm con incavo 50 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 8 \varnothing 14
- Armatura intermedia: 4 \varnothing 14
- Armatura inferiore: 10 \varnothing 14

Verifica armatura inferiore

Titolo : Fondazione Interruttore 150 kV TG2003 - Direzione Y'

N° Vertici: 8 Zoom N° barre: 22 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	180	0
3	180	70
4	115	70
5	115	40
6	65	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.54	4.7	4.7
2	1.54	23.65	4.7
3	1.54	42.61	4.7
4	1.54	61.57	4.7
5	1.54	80.52	4.7
6	1.54	99.48	4.7

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 162.75 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40
ε_{su} 67.5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.81
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

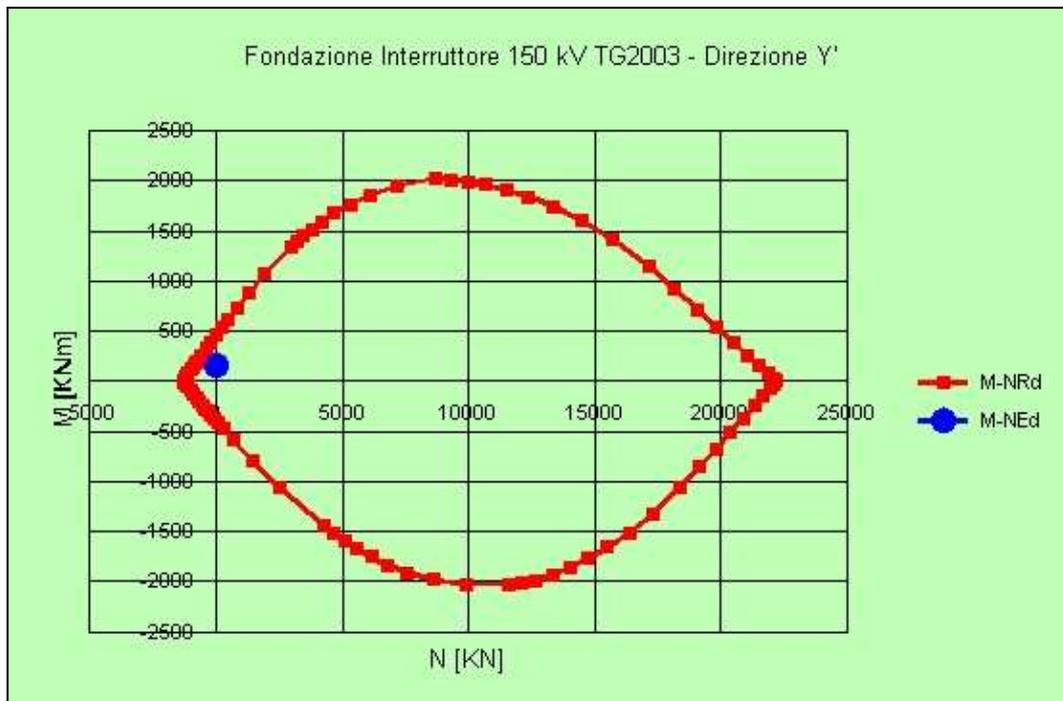
M_{xRd} 463.3 kN m
σ_c -18.81 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 47.64 %
d 65.3 cm
x 4.47 x/d 0.06845
δ 0.7

Sezione C...
File
[Diagramma della sezione con valori di momento: 18.81, -18.81, 18.81, -18.81]

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



Verifica armatura superiore

Titolo : Fondazione Interruttore 150 kV TG2003 - Direzione Y'

N° Vertici: 8 Zoom N° barre: 22 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	180	0
3	180	70
4	115	70
5	115	40
6	65	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.54	4.7	4.7
2	1.54	23.65	4.7
3	1.54	42.61	4.7
4	1.54	61.57	4.7
5	1.54	80.52	4.7
6	1.54	99.48	4.7

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 28.04 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -397.2 kN m

Materiali
B450C C32/40
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.81
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

σ_c -18.81 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 58.43 ‰
d 65.3 cm
x 3.691 x/d 0.05652
δ 0.7

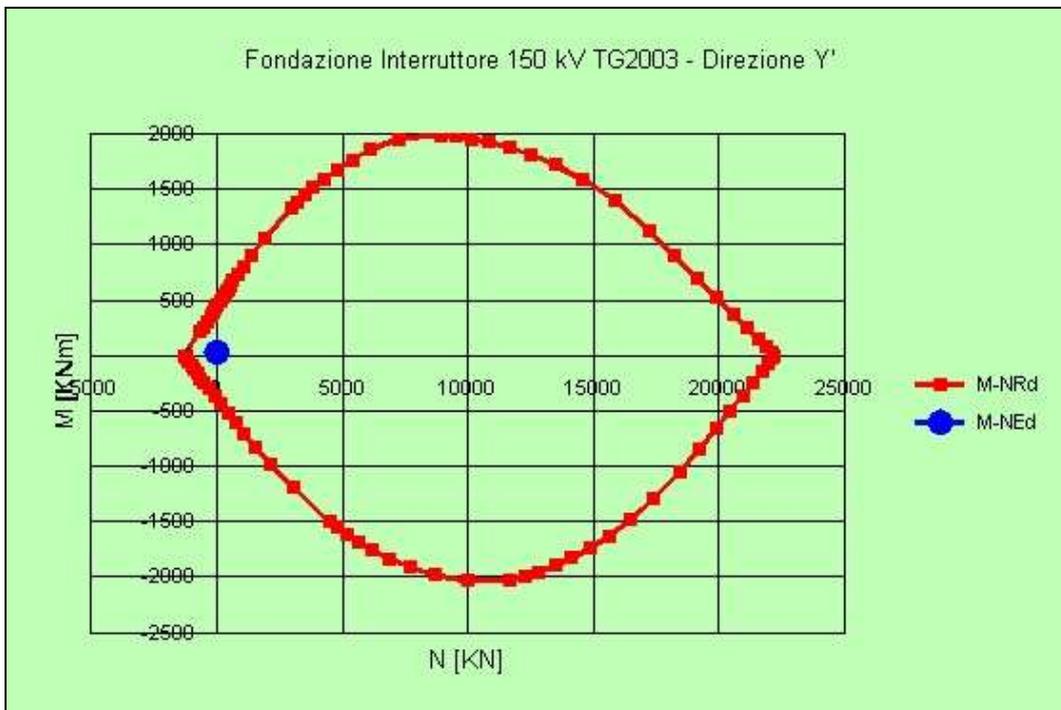
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C...
File
f_N
0,18,81 0,18,81

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



Per la verifica in direzione X' si considera una sezione con le seguenti caratteristiche (sezione centrale della fondazione):

- Sezione: 840 x 40 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 43 Ø10
- Armatura inferiore: 43 Ø10

Titolo : Fondazione Interruttore 150 kV TG2003 - Direzione X'

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	840	40	1	33.77	4.5
			2	33.77	35.5

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C... (Visualizza grafico della sezione con coordinate 0|18.81 e -18.81)

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} -505.7 kN m

Stato limite ultimo (S.L.U.):
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 57.05 ‰
 d 35.5 cm
 x 2.052 x/d 0.0578
 δ 0.7

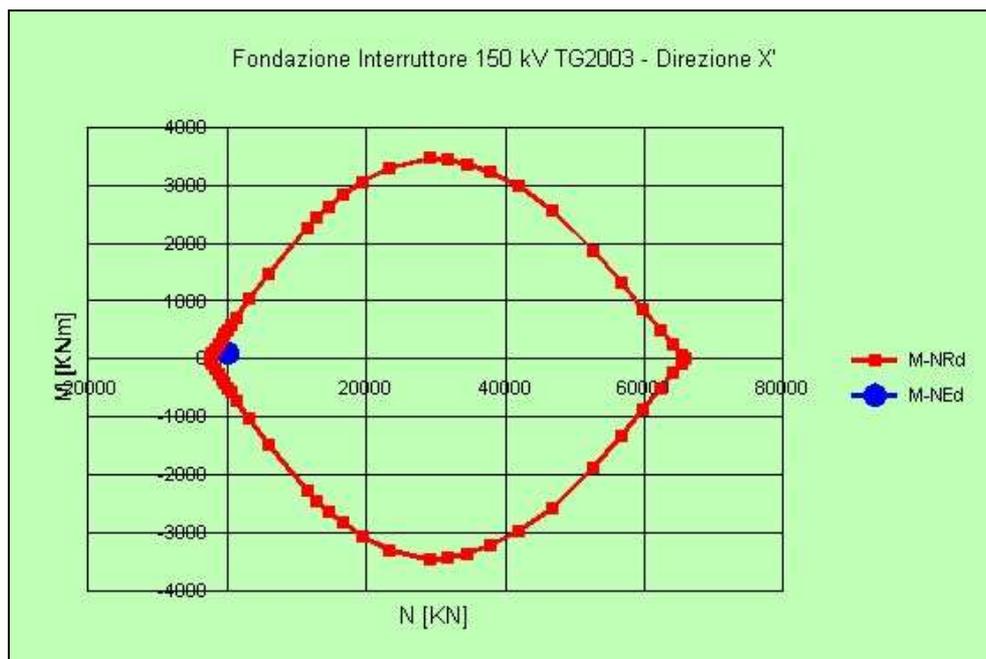
Metodo di calcolo: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 0 cm Col. modello

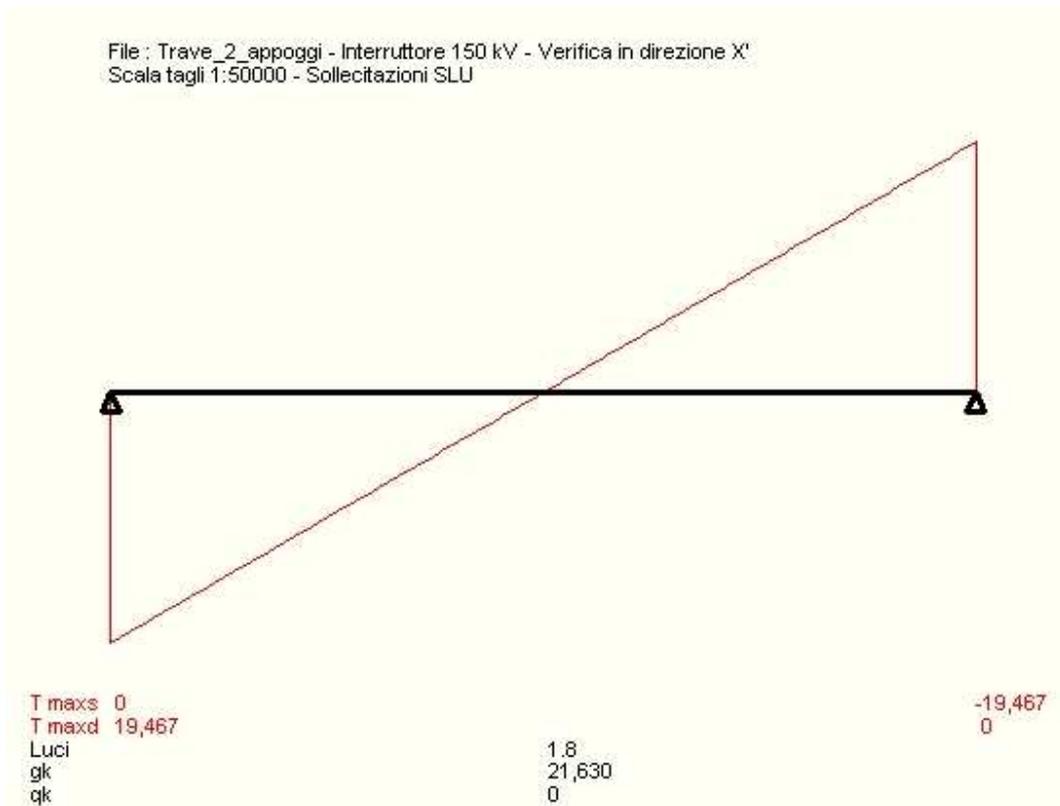
Precompresso



Essendo i momenti sollecitanti, M_{xSd} , inferiori ai momenti resistenti, M_{xRd} , le verifiche a flessione risultano soddisfatte.

7.5.2 Verifica a taglio della fondazione

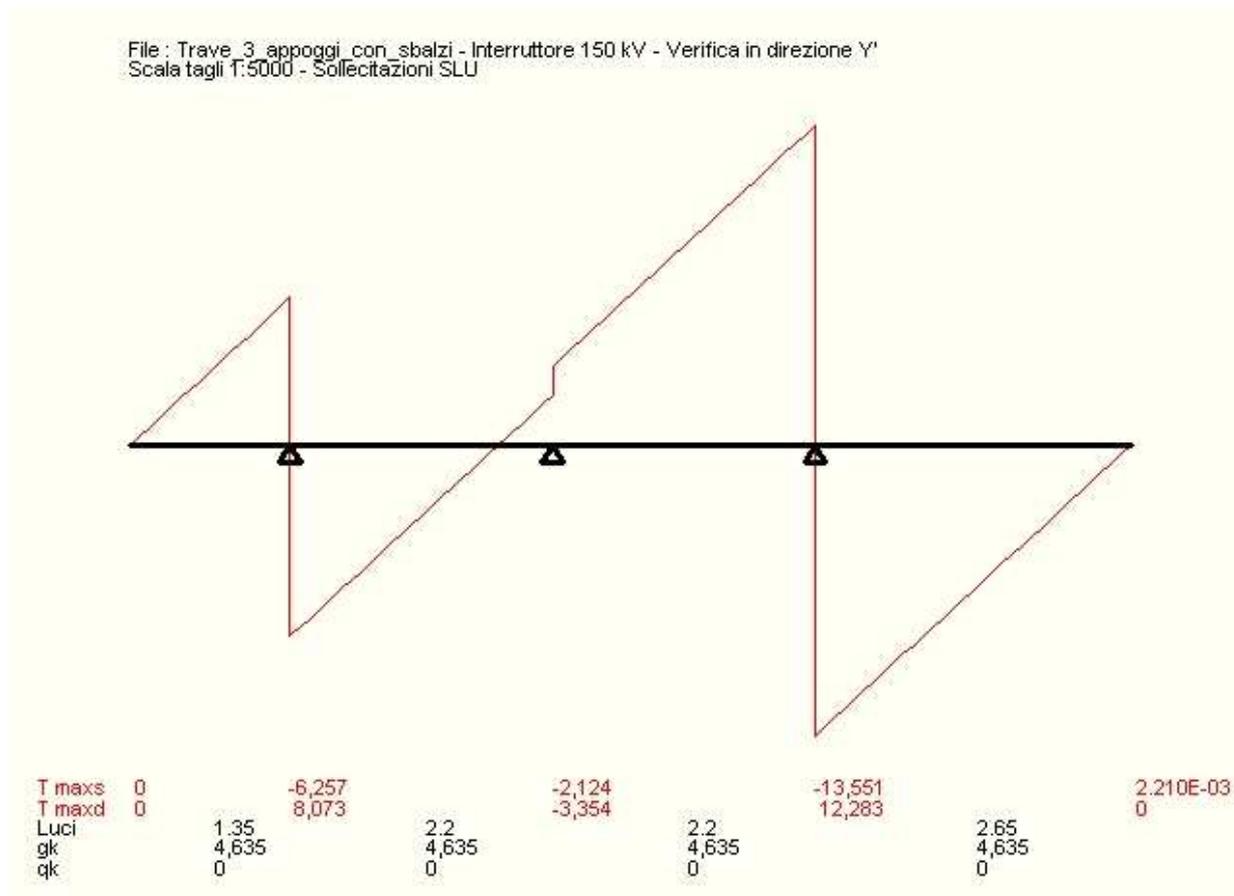
Direzione X'



Il valore massimo del taglio è pari a 19 467 daN.

Applicando la formulazione 4.1.14 di [3] al caso in esame:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 164\,290$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 19\,467$ daN

Direzione Y'

Il valore massimo del taglio è pari a 13 551 daN.

Applicando la formulazione 4.1.14 di [3] al caso in esame:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 43\,765$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 13\,551$ daN

Essendo in entrambi i casi $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

8 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La verifica con azione sismica è stata condotta nei confronti dello Stato Limite di Danno (SLD).

E' stato verificato che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano accettabili e compatibili con la funzionalità dell'opera.

I cedimenti immediati e le rotazioni della fondazione possono essere stimati con il ricorso alla teoria dell'elasticità facendo riferimento alle seguenti espressioni:

Cedimenti

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w$$

essendo:

- s = cedimento della fondazione;
- q = pressione media sul terreno;
- B = dimensione laterale minore della fondazione;
- E' = modulo di Young del terreno immerso;
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;
- I_w = coefficiente di influenza che dipende dalla forma della fondazione e dalla sua rigidezza.

Nell'ipotesi di $E' = 2 \text{ MPa}$ (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 1,87$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 4,67$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 8,35 \text{ kPa}$, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 8,35 \cdot 1,80 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 1,87 = 0,0115 \text{ m} = 1,15 \text{ cm}$$

Il valore calcolato è da intendersi come il cedimento medio della fondazione soggetta a carico verticale e baricentrico.

Rotazioni

$$\tan \theta = \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot \frac{M}{B^2 \cdot L} \cdot I_\theta$$

essendo:

- θ = angolo di rotazione;
- M = momento applicato nella direzione di verifica;
- B = dimensione della fondazione reale nella direzione di verifica;
- L = dimensione della fondazione reale nella direzione ortogonale a quella di verifica;
- E' = modulo di Young del terreno immerso;
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;
- I_θ = coefficiente di influenza (preso pari a 4,85, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse Y':

$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{15,54}{1,80^2 \cdot 8,40} \cdot 4,85 = 0,0013$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 0,23 \text{ cm}$

Rotazione attorno all'asse X':

$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{70,41}{8,40^2 \cdot 1,80} \cdot 4,85 = 0,0012$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 1,03 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 2,4 cm.

Tale valore è il cedimento massimo ipotizzabile con il peggior tipo di terreno per cui risulta verificata la fondazione; risulta compatibile con la funzionalità dell'opera e perciò lo risulta tanto più la parte di esso di carattere permanente.

9 CONCLUSIONI

La fondazione TG2003 risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel par. 2.4 e nell' Appendice 1 del presente rapporto, per i tipi di terreno con tensione di rottura indicati nel Par. 2.3.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Crompton Greaves LTD., General arrangement for 170 kV.SPR GCB, DRG. NO. 3 94 4551, 26/02/04 e successivo e-mail di TERNA con descrizione più dettagliata della distribuzione delle masse inviato in data 11/03/2009.
- [2] TERNA Stazioni elettriche A.T. 132-150 kV. Fondazione per interruttore tripolare TG2003, identificativo doc. Terna D C DS3000 U ST 00041, Rev. 02, aprile 2010.
- [3] “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 14/01/2008.
- [4] UNI EN 1997-1, “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica”, febbraio 2005.
- [5] CEI 11-4 – 1998 “Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne”.
- [6] CEI 11-1 1999 “Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata”.
- [7] Rapporto CESI A8024476 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotti 150 kV – 220 kV – 380 kV. Descrizione dello svolgimento delle attività di verifica*, settembre 2008.
- [8] Documento TERNA: “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo” inviato via mail in data 11/04/2008.
- [9] CEI EN 50341-1 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 1: Prescrizioni generali – Specifiche comuni, Edizione VI, luglio 2005.
- [10] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Bozza di istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni, del 07/03/2008.

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo

Condizioni di utilizzo della fondazione

La fondazione è adeguata per:

- vento generante una pressione inferiore o uguale a quella ricavabile con i seguenti parametri:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione III
 - $v_b = 48$ m/s
- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - categoria topografica T1
 - $a_g \leq 0,62$ g/10
 - $F_o = 2,33$
 - $T_C^* = 0,55$ s
 - accelerazione spettrale massima:
 - orizzontale $\leq 0,742$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - verticale $\leq 1,066$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
- momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore dell'elemento di interfaccia POS. 2):

Singolo polo dell'interruttore: ≤ 786 kg m
- momento statico massimo della struttura di sostegno: Rif. [1]
- corto circuito con:
 - $I_{cc} \leq$ di 40 kA
- terreno con tensione di rottura non inferiore a 2.4 daN/cm², peso di volume non inferiore a 1800 daN/m³, peso di volume immerso non inferiore a 900 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 14°, in corrispondenza a coesione pari a 0,25 daN/cm²
- livello di falda a quota del piano campagna (terreno saturo)
- calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40$ N/mm²
- classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1)
- acciaio delle armature B450C