



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

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

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

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO	
Relazione di calcolo	R C DS3000 U ST 00044	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 132 kV SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS3000 U ST 00042 rev. 02 COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS3000 U ST 00044 rev. 02 FONDAZIONE PER SEZIONATORE ORIZZONTALE TG2021	
RICAVATO DAL DOC. TERNA		

CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA		

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS3000 U ST 00044	---	A4	---	01/33

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. E' 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 Sezionatori Orizzontali

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

Note Rev. 02 – Lettera di trasmissione B0012627
 Il rapporto B0012624 sostituisce ed annulla il rapporto A8036654

PUBBLICATO B0012624 (PAD - 1331246)

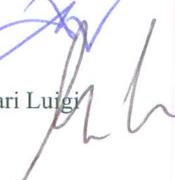
La parziale riproduzione di questo documento è permessa solo con l'autorizzazione scritta del CESI.

N. pagine 32 **N. pagine fuori testo** 0

Data 10 maggio 2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro 
B0012624 114933 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio 
B0012624 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi 
B0012624 777241 APP



Mod. RISM v. 02

Indice

1	SCOPO	4
2	CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE	4
2.1	Caratteristiche geometriche	4
2.2	Caratteristiche dei materiali.....	5
2.3	Capacità portante della fondazione	5
2.4	Caratteristiche del terreno	6
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	7
3.1	Individuazione delle azioni	7
3.2	Condizione di carico di linea.....	7
3.3	Montaggio	7
3.4	Condizione di carico da vento.....	7
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore.....	8
3.6	Condizione di carico sismica.....	8
3.6.1	La simulazione delle condizioni sismiche.....	8
3.6.2	Componenti orizzontali	9
3.6.3	Componente verticale.....	9
3.6.4	Combinazione delle componenti dell'azione sismica	10
3.6.5	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	10
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	10
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	10
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	10
4	TIPO DI VERIFICA	10
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	11
5.1	Stati limite ultimi.....	11
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	11
5.1.2	Combinazioni eccezionali	12
5.1.3	Combinazioni sismiche	12
5.2	Stati limite di esercizio	13
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	13
7	CALCOLI DI VERIFICA	13
7.1	Sollecitazioni massime sulla fondazione.....	14
7.2	Verifica al ribaltamento.....	16
7.3	Verifica della capacità portante.....	17
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	18
7.5	Verifica strutturale.....	18
7.5.1	Verifica flessionale della fondazione	19
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	24
7.5.3	Verifica flessionale del batolo.....	25
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	28
9	CONCLUSIONI	29
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	30

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo 31

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
02	10/05/2010	B0012624	Aggiornamento
01	15/12/2008	A8036654	Revisione generale a seguito commenti e precisazioni Terna
00	27/06/2008	A8018247	Prima emissione

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione per Sezionatori orizzontali della sezione 132-150 kV, del tipo Ruhrtal.

La verifica strutturale è condotta per i massimi carichi relativi alle carpenterie di supporto di tali apparecchiature, vedasi rif. [1].

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 sezionatore orizzontale è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Trattasi di una piastra di base a contatto con il terreno sulla quale sono impostati tre batoli; i due posti alle estremità della piastra costituiscono il plinto di appoggio della carpenteria del sezionatore.

La fondazione è posizionata, rispetto alla linea, in modo che il suo lato corto sia parallelo alla linea stessa.

La piastra summenzionata ha dimensioni di 4,20 × 2,20 × 0,3 m; i batoli hanno dimensioni 0,6 × 0,8 × 0,5 m, sporgono dal terreno per 0,1 m, e sono provvisti ognuno di quattro tirafondi Ø 20 mm ([3]) disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm, per l'installazione delle apparecchiature. Il batolo centrale è posizionato sulla mezzeria del lato lungo della piastra, mentre i due laterali hanno il loro centro geometrico posizionato a 170 cm rispetto alla mezzeria stessa. Tutti i batoli risultano centrati rispetto alla mezzeria lungo il lato corto della piastra.

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 superiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato corto, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato corto, armatura superiore	Ferri verticali batolo con pozzetti	Ferri verticali batolo singolo
3,492	8 730	9Ø12	9Ø12	15Ø12	15Ø12	10Ø10	10Ø10

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 [4]);
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [4]);
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,1 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2 500 \text{ daN/m}^3$;
- Classe di consistenza S4 (UNI-EN 206-1);
- Condizioni ambientali Aggressive (tab. 4.1.III di [4]), 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 [4].

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 $f_{yk} = 4 500 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio $\gamma_s = 1,15$ (Par. 4.1.2.1.1.3 di [4]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3 913 \text{ daN/cm}^2$.

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 [5]:

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

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

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

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

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

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

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

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \phi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot (B'/L')$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

B' = larghezza efficace della fondazione

L' = lunghezza efficace della fondazione

H = carico orizzontale sulla fondazione

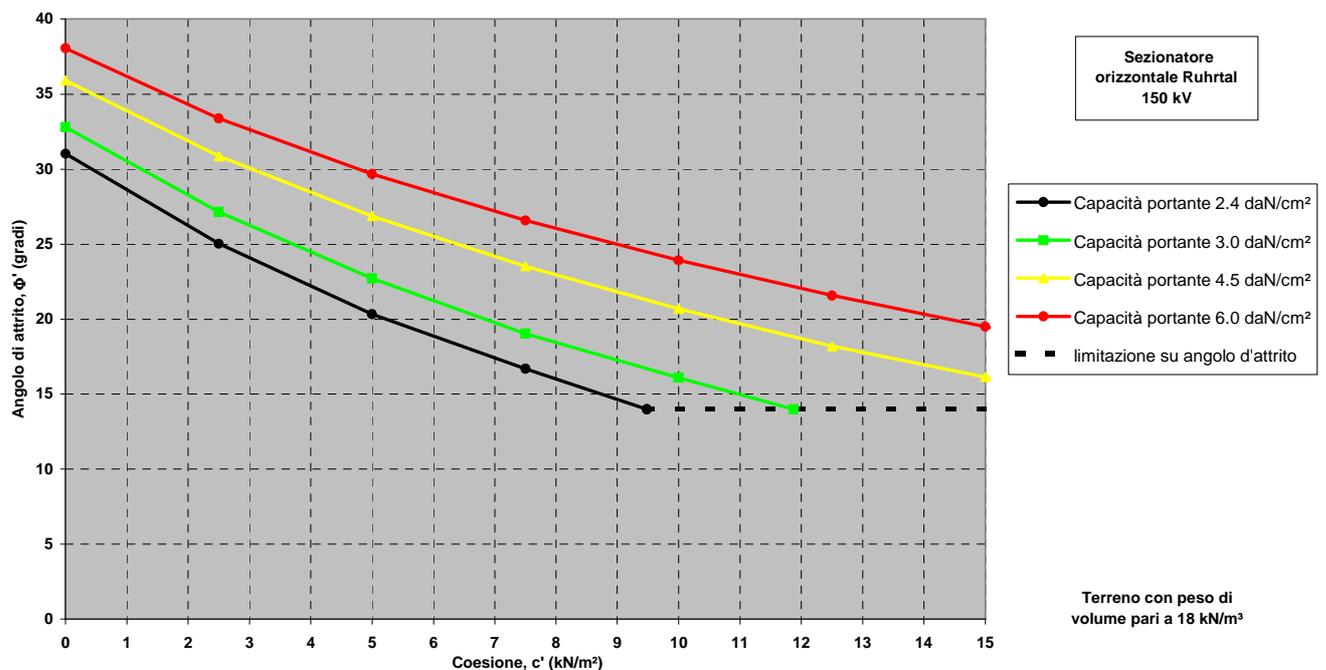
V = carico verticale sulla fondazione

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

e_B = eccentricità del carico in direzione della larghezza della fondazione

e_L = eccentricità del carico in direzione della lunghezza della fondazione

ottenendo le seguenti curve:



I carichi considerati per le valutazioni sono quelli relativi alla 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 0,09 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 $\gamma_t = 1800$ daN/m³;

- Peso di volume immerso $\gamma' = 900 \text{ daN/m}^3$;
- Angolo di attrito $\Phi' = 14^\circ$;
- Coesione $c' = 0,09 \text{ daN/cm}^2$.

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 $-20 \text{ }^\circ\text{C}$ (zona B) – Tiro semplice;
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B) – Tiro composto;
- Montaggio (vedi Par. 3.2.2 del rif. [7]);
- 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 [7], 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 $-20 \text{ }^\circ\text{C}$ (zona B), definito nel seguito “Tiro semplice”, il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [6];
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B), definito nel seguito “Tiro composto”, il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [6].

Tali valori, la cui entità è stata comunicata da Terna con apposito documento (Rif. [9]), 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]
Sezionatore orizzontale 150 kV	190	350

3.3 Montaggio

I valori dei carichi considerati sono stati considerati in base a quanto riportato nel Par. 3.2.2 del rif. [7].

3.4 Condizione di carico da vento

In accordo con quanto riportato in [4] 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 [4]), 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 [11];
- il coefficiente c_d dinamico è stato assunto cautelativamente uguale ad 1 (vedi paragrafo 3.3.8 di [4]);
- 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 [8].

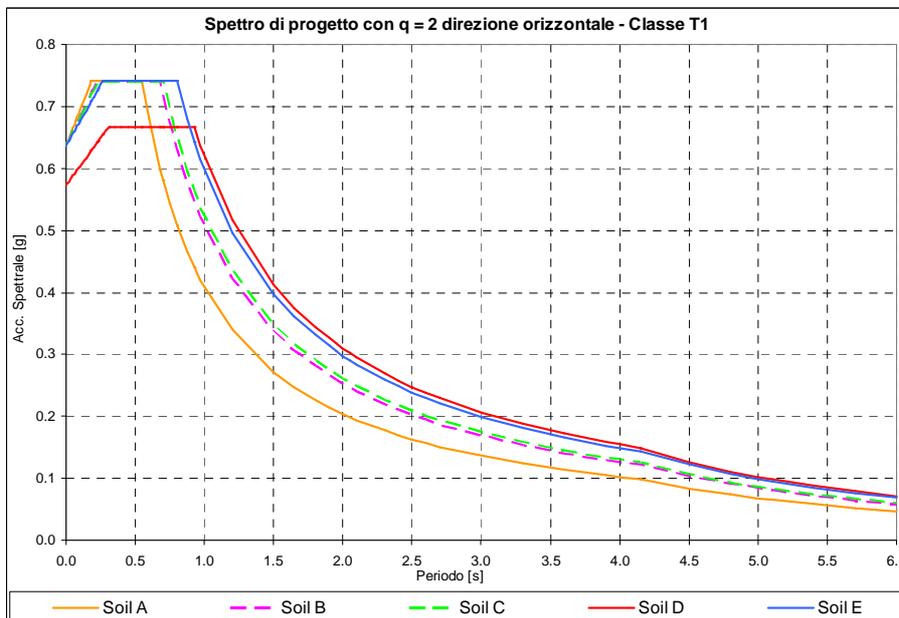
Di seguito sono illustrati gli spettri impiegati nella verifica.

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 tecnicas generales. Diseno sismico- Version resumida*, di largo impiego nella qualificazione sismica di apparecchiature elettromeccaniche di sottostazione per via sperimentale ed analitica.

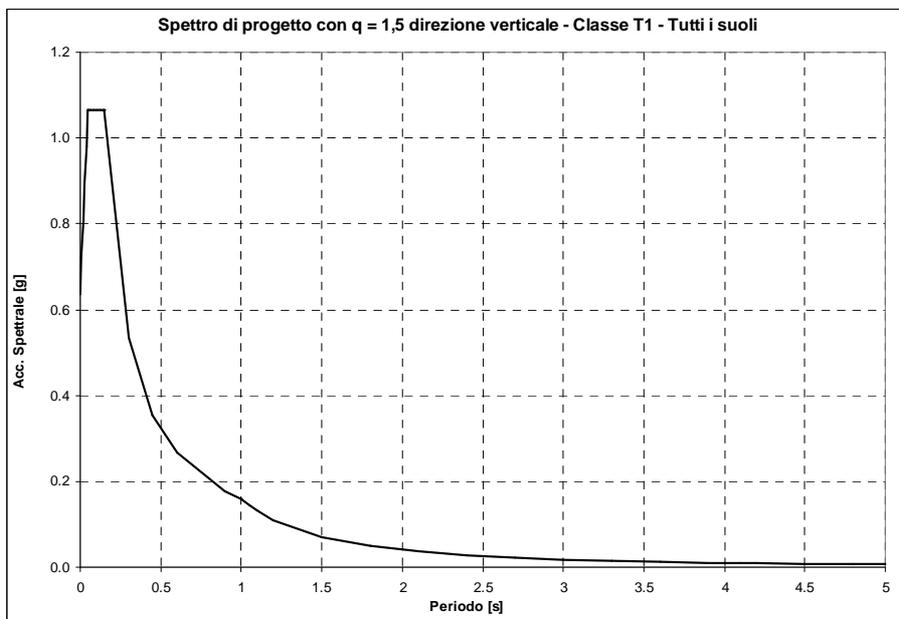
3.6.2 Componenti orizzontali

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 [4]).



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 [4].

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. [9]. 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 [7], Par. 3.2).

In accordo a [9], si riconoscono sollecitazioni derivanti da tre tipi diversi di fenomeno, "pinch", "swing" e "drop", associati all'esplicarsi 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'insieme 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 [9] 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] X	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
			Z	Y
Sezionatore orizzontale 150 kV	460	5 240	2 814	6 898

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. [4]), 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. [4]), sono elencate nei paragrafi che seguono.

5.1.1 Combinazione fondamentale

In accordo a [4] (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. [4] Par. 2.5.3) ed i coefficienti parziali delle azioni contemplati per i diversi carichi (Rif. [4] 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 [4] (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. [4] 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 [4] (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;

G_1 = carichi permanenti;

G_2 = 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. [4] 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 [4]).

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. [4]), 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. [4] 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 ciascuno dei fenomeni citati sono relative a configurazioni diverse (sezionatore "aperto" o "chiuso") ed al comportamento nei confronti di combinazioni di carico differenti. Nel seguito vengono riportate le verifiche citate al Paragrafo 6, esponendo solo i valori più critici, con citazione della configurazione e della combinazione che li genera.

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 due 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 sia dato dalla tensione media sul terreno, considerata uniformemente distribuita sull'area della piastra stessa, diminuita del peso della piastra e di quello del terreno su di essa gravante;
- si verificano a taglio le sezioni di estremità della piastra;
- non si ritiene necessaria la verifica a punzonamento, dati la geometria e le entità dei carichi normali trasmessi;
- si verifica a presso-flessione deviata la sezione d'incastro del batolo;
- non si ritengono necessarie le verifiche a taglio e punzonamento del batolo, dati la geometria e le entità dei carichi normali e di taglio trasmessi.

7.1 Sollecitazioni massime sulla fondazione

La struttura di sostegno del sezionatore orizzontale scarica le sollecitazioni, indotte dalle azioni ad essa applicate, in fondazione in corrispondenza ai due batoli laterali. Il batolo centrale sostiene solamente il comando del sezionatore di linea con la relativa struttura.

Dall'analisi strutturale della carpenteria metallica di supporto del sezionatore (Rif. [1]) si ottengono le seguenti sollecitazioni globali sulla fondazione, all'interfaccia tra sostegni e fondazione, dovute alle azioni elementari agenti, nelle due configurazioni di sezionatore "aperto" e "chiuso", con T_x e T_y i tagli in direzione ortogonale (x) e parallela (y) alla linea ed M_x , M_y i momenti flettenti rispettivamente attorno agli assi x e y .

Sezionatore aperto

	Ty [N]	Tx [N]	N [N]	My [Nm]	Mx [Nm]
Peso proprio	0	0	-21379	0	1001
Tiro di linea semplice	0	0	0	0	0
Tiro di linea composto	0	0	0	0	0
Montaggio	3000	0	0	0	-13500
Vento Y	7447	0	0	0	-20975
Vento X	0	-7323	0	-18091	0
Perdita di tiro di linea semplice	570	0	0	0	-2565
Perdita di tiro di linea composto	1050	0	0	0	-4725
Sismica in direzione Y	12034	-2	0	6	-42523
Sismica in direzione X	1477	-14498	0	-47039	-3627
Sismica in direzione Z	2715	-32	9560	75	-3060
Corto Circuito	0	-2760	0	-12420	0

Sezionatore chiuso

	Fy [N]	Fx [N]	N [N]	My [Nm]	Mx [Nm]
Peso proprio	0	0	-21379	0	1001
Tiro di linea semplice	0	0	0	0	0
Tiro di linea composto	0	0	0	0	0
Montaggio	3000	0	0	0	-13500
Vento Y	6343	0	0	0	-16192
Vento X	0	-8211	0	-21599	0
Perdita di tiro di linea semplice	570	0	0	0	-2565
Perdita di tiro di linea composto	1050	0	0	0	-4725
Sismica in direzione Y	12029	-1	0	3	-42526
Sismica in direzione X	1448	-14513	0	-47060	-3542
Sismica in direzione Z	2949	-15	13226	32	-3308
Corto Circuito	0	-2760	0	-12420	0

I momenti flettenti:

- $M_X = M_x + T_y \cdot H$
- $M_Y = M_y + T_x \cdot H$

con H spessore della fondazione, costituiscono i valori di momento ricondotti sul piano di base della fondazione stessa.

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.

- $T_X = T_x$
- $T_Y = T_y$
- $N_Z = N_z + P$

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

Si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alla fondazione derivanti dall'analisi delle combinazioni delle azioni citate al paragrafo 5.1:

- 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.

Per ogni verifica è stata considerata la condizione di carico più penalizzante, ossia quella che dà, di volta in volta, il rapporto minore tra coefficiente di sicurezza effettivo e quello richiesto dalla normativa; i carichi risultanti, utilizzati per la verifica della fondazione, sono i seguenti:

	Tipo di verifica	Combinazione di carico	Condizione del sezionatore	Momento flettente MX [daN-m]	Taglio TY [daN]	Momento flettente MY [daN-m]	Taglio TX [daN]	Azione assiale NZ [daN]
Sezionatore orizzontale 150 kV	Ribaltamento in direzione X	Fondamentale EQU	Aperto	-6 335	1 567	-2 155	-659	-8 882
	Ribaltamento in direzione Y	Sismica	Aperto	-2 178	643	-5 839	-1 435	-8 103
	Scorrimento in direzione X	Sismica	Chiuso	-2 180	647	-4 941	-1 436	-7 993
	Scorrimento in direzione Y	Fondamentale A2-M2-R2	Aperto	-6 325	1 567	-2 155	-659	-9 869
	Capacità portante	Fondamentale A1-M1-R3	Aperto	-6 295	1 567	-2 155	-659	-12 830
	Tensione massima sul terreno	Fondamentale A2-M2-R2	Aperto	-6 325	1 567	-2 155	-659	-9 869

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]	0.09
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 maggiore piastra, BX [cm]	420
Lato minore piastra, BY [cm]	220
Lato batolo in direzione X, b [cm]	80
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l' [cm]	190
Lato batolo in direzione Y senza pozzetto, l [cm]	60
Eccentricità batolo, e_{BY} [cm]	0
Eccentricità batolo, e_{BX} [cm]	0
Altezza batolo, D [cm]	50
Altezza piastra, d [cm]	30
Spessore fondazione, sp [cm]	80
Spessore fondazione fuori terra, sp_n [cm]	10

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 e la configurazione più penalizzanti.

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 Sismica (sezionatore aperto)

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	5,439	2,178	2,155
M stab X [daNm]	8,914	8,914	4,381
$\mu_{rib X}$ [-]	1.64	4.09	2.03
$\mu_{rib X} > 1$?	Sì	Sì	Sì
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	1,681	5,839	1,731
M stab Y [daNm]	17,017	17,017	8,364
$\mu_{rib Y}$ [-]	10.12	2.91	4.83
$\mu_{rib Y} > 1$?	Sì	Sì	Sì

Combinazione fondamentale EQU (sezionatore aperto)

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	6,335	4,719	6,335
M stab X' [daNm]	9,771	9,771	9,771
$\mu_{rib} X' [-]$	1.54	2.07	1.54
$\mu_{rib} X' > 1 ?$	Sì	Sì	Sì
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	2,155	3,592	2,155
M stab Y' [daNm]	18,653	18,653	18,653
$\mu_{rib} Y' [-]$	8.65	5.19	8.65
$\mu_{rib} Y' > 1 ?$	Sì	Sì	Sì

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 e la configurazione più penalizzanti.

Combinazione fondamentale A1-M1-R3 (minimo rapporto $R_i - \sigma_{rott\ terr} / \sigma_{terreno}$) (sezionatore aperto)

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.49	0.36	0.49
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.17	0.28	0.17
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.223	0.166	0.223
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.040	0.067	0.040
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	92,400		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	2.712	2.431	2.712
Tensione terreno, σ_t [dall/cm ²]	0.38	0.34	0.38
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	6.37	7.11	6.37
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t > 2.3 ?$	Sì	Sì	Sì

Combinazione fondamentale A2-M2-R2 (massima $\sigma_{terreno}$) (sezionatore aperto)

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.64	0.48	0.64
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.22	0.36	0.22
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.291	0.217	0.291
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.052	0.087	0.052
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	92,400		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.737	3.048	3.737
Tensione terreno, σ_t [dall/cm ²]	0.40	0.33	0.40
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	6.01	7.37	6.01
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t > 1.8 ?$	Sì	Sì	Sì

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 e la configurazione più penalizzanti.

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 obbligatoria.

Combinazione Sismica (sezionatore chiuso)

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]	1,993	1,993	902
$\mu_{sic} X [-]$	5.20	1.39	2.14
$\mu_{sic} X > 1 ?$	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	1,993	1,993	902
$\mu_{sic} Y [-]$	1.48	3.08	1.26
$\mu_{sic} Y > 1 ?$	Sì	Sì	Sì

Combinazione fondamentale A2-M2-R2 (sezionatore aperto)

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]	1,969	1,969	1,969
$\mu_{sic} X [-]$	2.99	1.79	2.99
$\mu_{sic} X > 1.1 ?$	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	1,969	1,969	1,969
$\mu_{sic} Y [-]$	1.26	1.76	1.26
$\mu_{sic} Y > 1.1 ?$	Sì	Sì	Sì

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

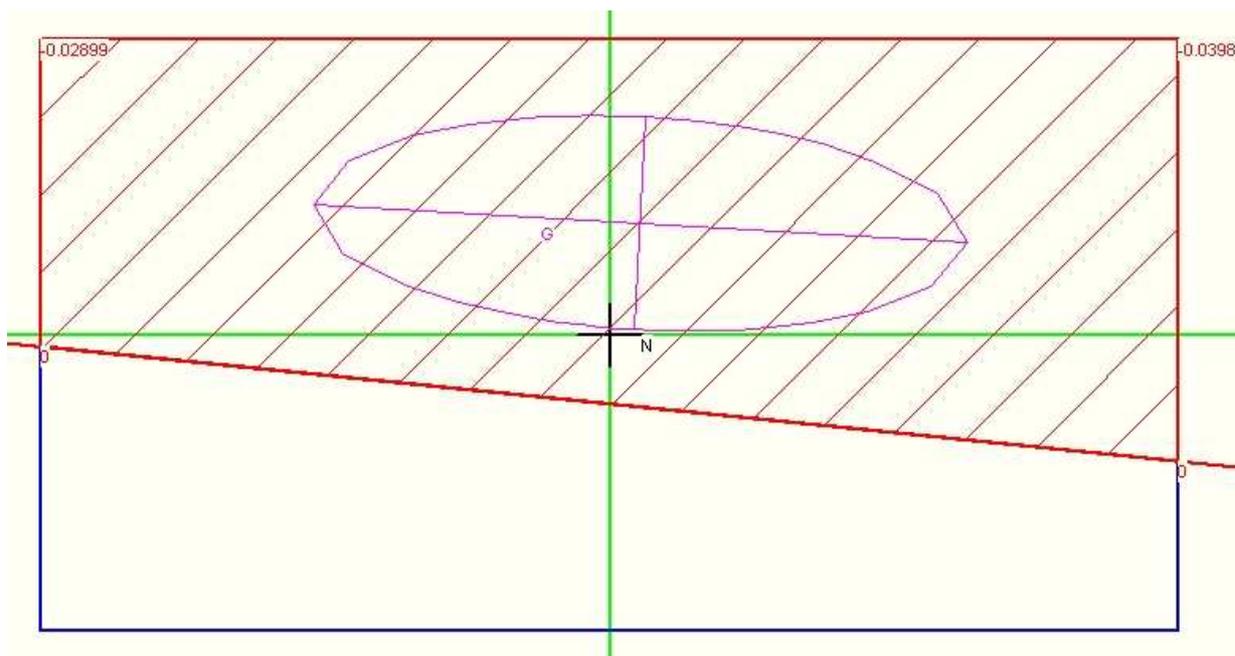
7.5 Verifica strutturale

Lo schema strutturale adottato per la verifica dell'armatura della piastra di base della fondazione in direzione X è quello di trave semplicemente appoggiata con due sbalzi di 0,40 m, di luce pari all'interasse tra i due batoli, ovvero 3,40 m, di spessore pari a quello della piastra di fondazione (0,30 m) e di larghezza pari alla piastra (2,20 m).

In direzione Y lo schema adottato è, conservativamente, quello di trave semplicemente appoggiata di luce pari alla larghezza della fondazione (2,20 m) e di larghezza pari alla lunghezza della fondazione (4,20 m).

Le travi si considerano uniformemente caricate nel modo seguente:

- dal peso del terreno che insiste sulla piastra; dato che la sporgenza dal terreno dei batoli di fondazione è di 10 cm, lo spessore dello strato di terreno è di 40 cm; il carico agisce dall'alto verso il basso;
- dal peso della piastra di fondazione stessa; il carico agisce dall'alto verso il basso;
- dalla reazione del terreno, assunta corrispondente alla pressione media, calcolata in base al diagramma effettivo delle tensioni visualizzato nella figura che segue, e considerata, in sicurezza, come agente su tutta la superficie di base della trave; il carico agisce dal basso verso l'alto.



Il batolo viene verificato invece come una trave incastrata nella sezione di interfaccia tra il batolo stesso e la piastra di fondazione, assoggettata, a favore di sicurezza, solamente alle sollecitazioni trasmesse dalla struttura fuori terra sovrastante.

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. 7.2 del 10/01/2009; 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 media trasmessa al terreno è pari a $0,22 \text{ daN/cm}^2$.

I carichi per unità di lunghezza applicati alle travi sono:

Direzione X

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{\text{cls}} = 1500 \times 0,30 \times 2,20 = 990 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno: $q_{\text{terr}} = 900 \times 0,40 \times 2,20 = 792 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno: $q = 0,22 \times 100 \times 220 = 4\ 840 \text{ daN/m}$ (con direzione opposta ai precedenti).

Direzione Y

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{\text{cls}} = 1500 \times 0,30 \times 4,20 = 1\ 890 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno: $q_{\text{terr}} = 900 \times 0,40 \times 4,20 = 1\ 512 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno: $q = 0,22 \times 100 \times 420 = 9\ 240 \text{ daN/m}$ (con direzione opposta ai precedenti).

Valutazione momenti in Direzione X

Titolo: Fondazione Sezionatore orizzontale 380 kV - Trave su due appoggi - Direzione X

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 3

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	0.4	3058	0	1
2	3.4	3058	0	1
3	0.4	3058	0	1

App.	Largh.
1	2.2
2	2.2
3	2.2
4	2.2

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"/>

δ 1 ? **Calcolo**

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1:

Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

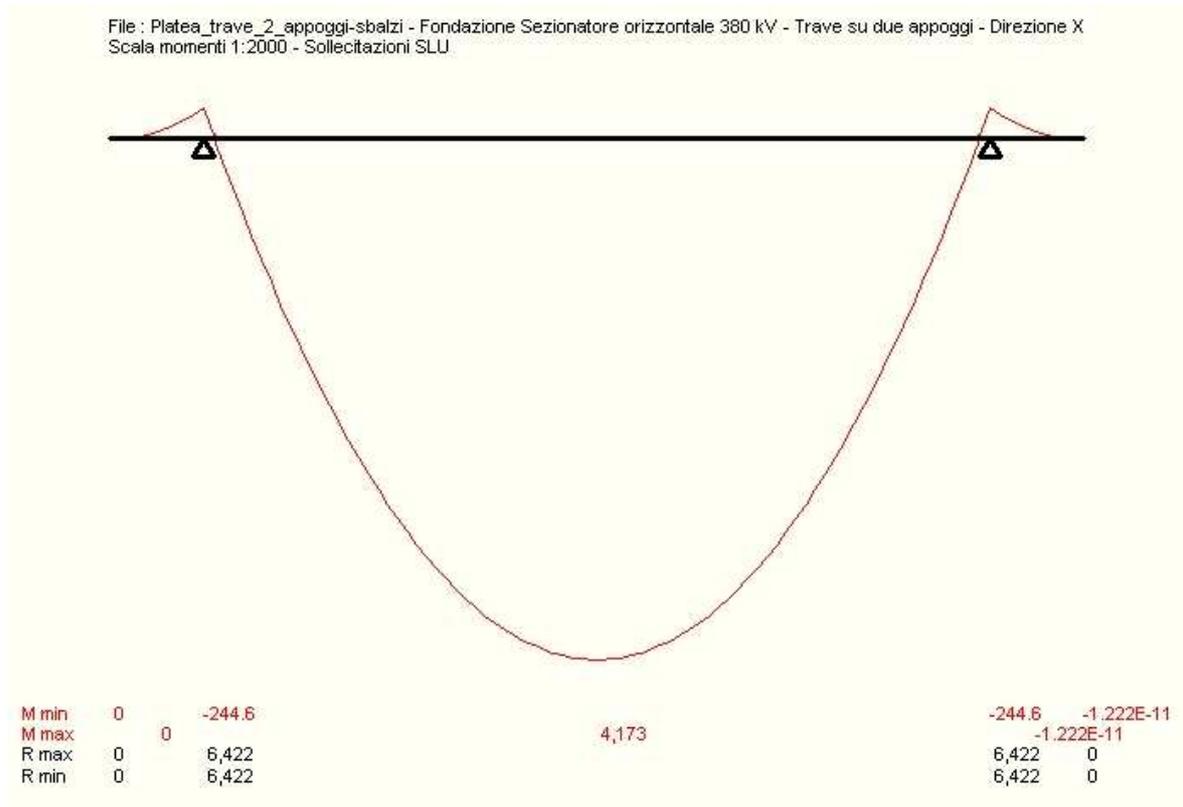
M I M ± T

DWG Esporta Blocco ?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0		-1.85E-02	-1.85E-02
m	0	0	0	0		
2	-244.6		-244.6			
m	4,173	1.679	4,173	1.679	5.02E-02	5.02E-02
3	-244.6		-244.6			
m	1.222E-11	0.4	1.222E-11	0.4		
4	1.222E-11		1.222E-11		-1.85E-02	-1.85E-02

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		0	0	0
2	-1,223	5,199	6,422	6,422
3	-5,199	1,223	6,422	6,422
4	0,000273		0	0



Il momento flettente massimo è pari a 4 173 daN-m.

Valutazione momenti in Direzione Y

Titolo: Fondazione Sezionatore orizzontale 150 kV - Trave su due appoggi - Direzione Y

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 1

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	2.2	5838	0	1

App.	Largh.
1	4.2
2	4.2

Vincoli di estremità

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

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1: 5,000

Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1: 0.1

N. Punti Plottaggio: 100

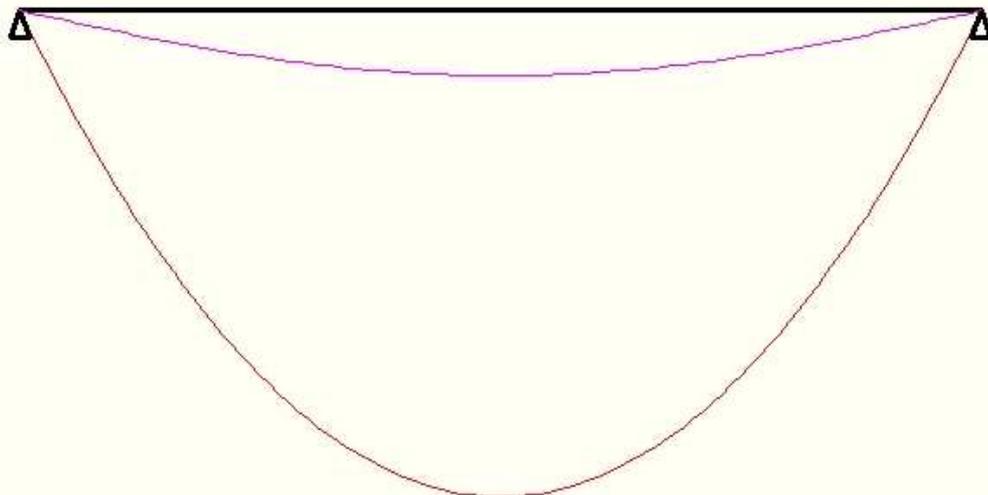
Visualizza Stampa

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	3,532	1.1	3,532	1.1	9.42E-03	9.42E-03
2	0		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		6,422	6,422	6,422
2	-6,422		6,422	6,422

File : Platea_trave_2_appoggi - Fondazione Sezionatore orizzontale 150 kV - Trave su due appoggi - Direzione Y
 Scala momenti 1:5000 - Sollecitazioni SLU
 Scala Freccie 1:0.1



M min	0		0
M max		3,532	
R max	6,422		6,422
R min	6,422		6,422
f max		9.42E-03	
f min		9.42E-03	

Il momento flettente massimo è pari a 3 532 daN-m.

Per la verifica in direzione X si considera una sezione con le seguenti caratteristiche:

- Sezione: 220 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 9 Ø12
- Armatura inferiore: 9 Ø12

Titolo : Fondazione sezionatori orizzontali 150 kV: Flessione piastra di base

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	2200	300	1	1018	46
			2	1018	254

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 41.73 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

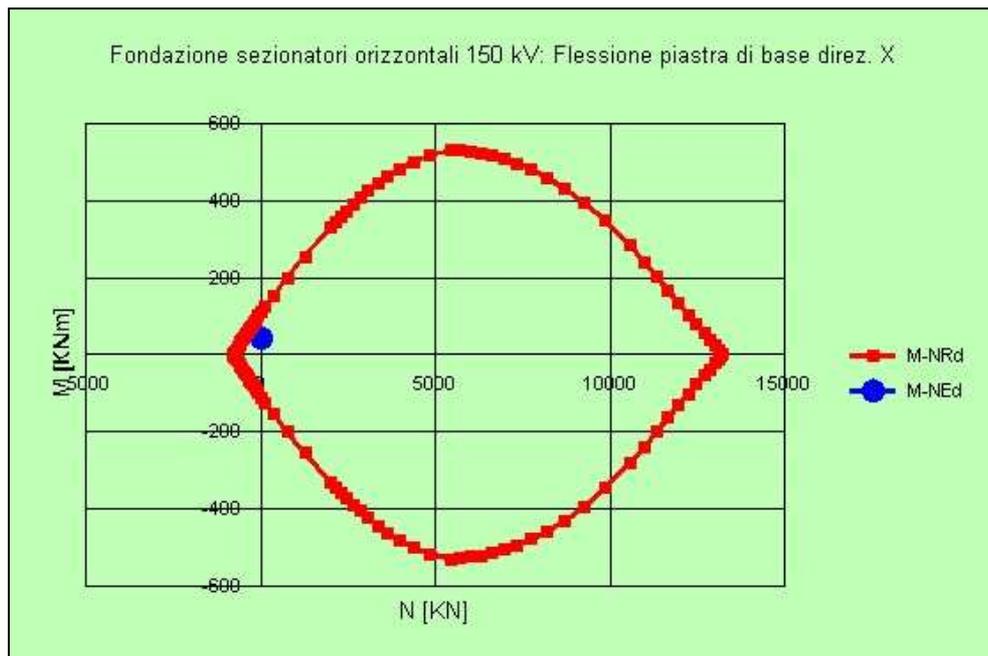
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

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 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 111.6 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 33.99 ‰
 d 254 mm
 x 23.71 x/d 0.09336
 δ 0.7

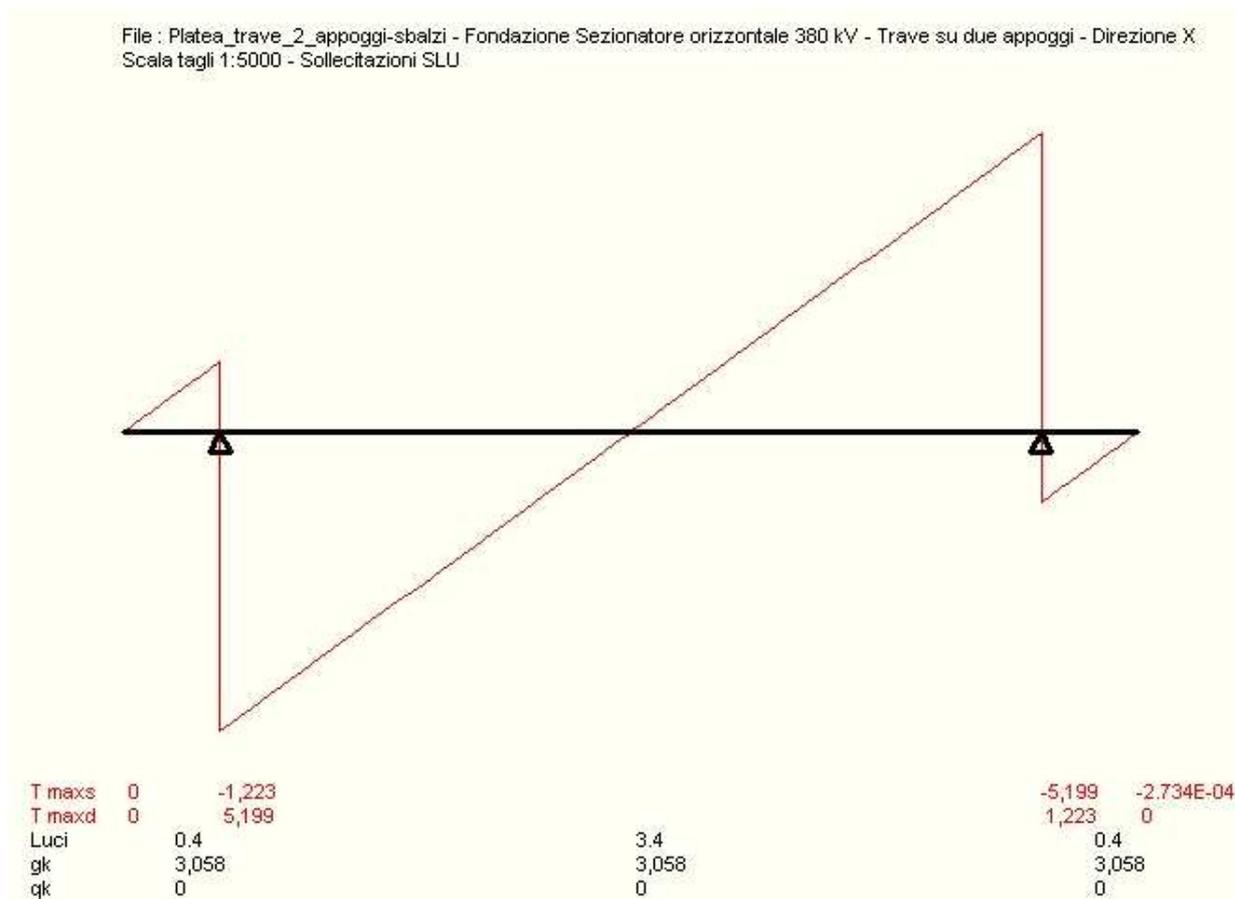
N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 mm **Col. modello**
 Precompresso



Essendo il momento sollecitante, M_{xSd} , inferiore al momento resistente, M_{xRd} , le verifiche a flessione risultano soddisfatte.

7.5.2 Verifica a taglio della piastra di base

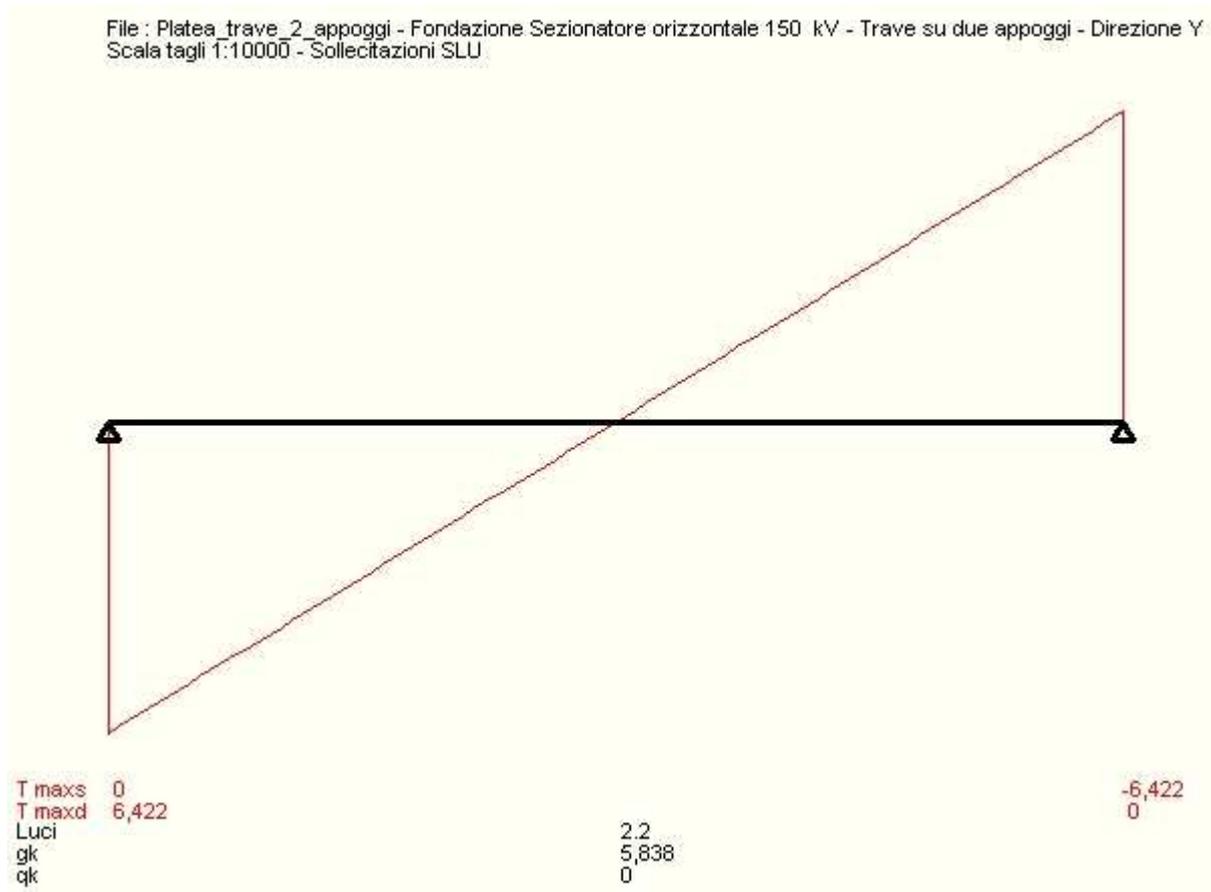
Direzione X



Il valore massimo del taglio è pari a 5 199 daN.

Applicando la formulazione 4.1.14 di [4] al caso in esame:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 29\,316$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 5\,199$ daN

Direzione Y

Il valore massimo del taglio è pari a 6 422 daN.

Applicando la formulazione 4.1.14 di [4] al caso in esame:

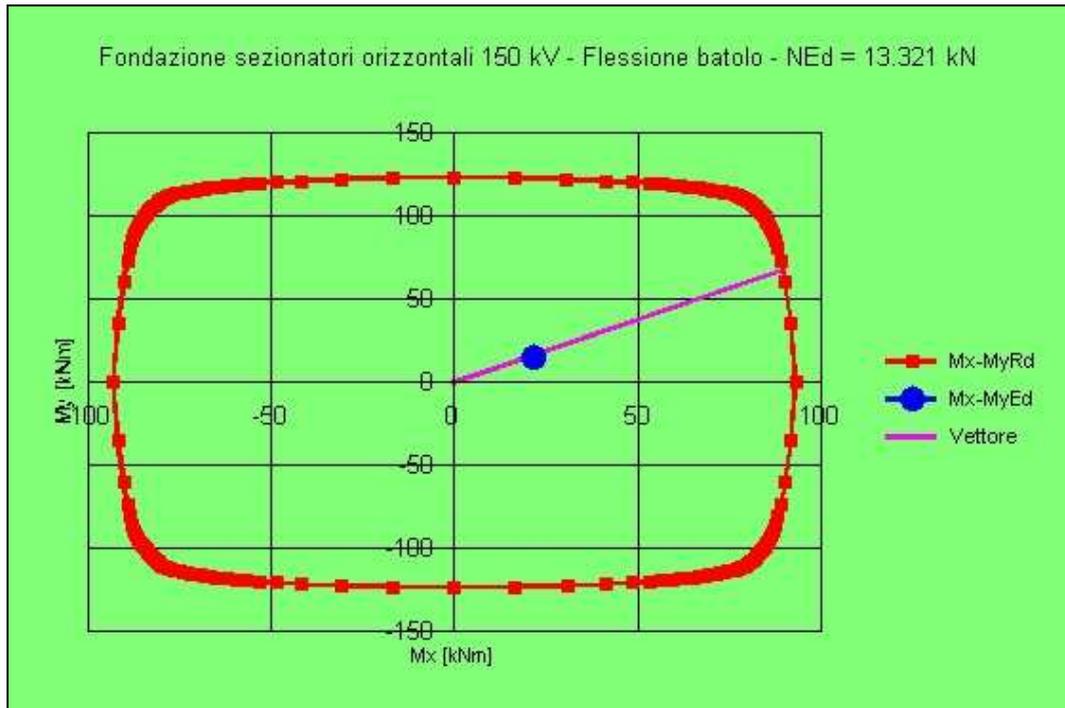
- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 53\,491$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 6\,422$ daN

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

7.5.3 Verifica flessionale del batolo

Si considera un batolo avente sezione con le seguenti caratteristiche:

- Sezione: 80 x 60 cm;
- Copriferro: 4 cm
- I livello armatura: 4 $\varnothing 10$
- II livello armatura: 2 $\varnothing 10$
- III livello armatura: 4 $\varnothing 10$



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea

Titolo: Fondazione sezionatori orizzontali 150 kV - Flessione batolo

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 10 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	80	0
3	80	60
4	0	60

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0.79	4.5	4.5
2	0.79	28.2	4.5
3	0.79	75.5	4.5
4	0.79	4.5	30
5	0.79	4.5	55.5
6	0.79	75.4	30

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 13.708 0 kN
 M_{xEd} 29.274 0 kNm
 M_{yEd} 9.258 0

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 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} 91.95 kN m
 M_{yRd} 35.57 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 47.52 ‰
 d 57.94 cm
 x 3.975 x/d 0.0686
 δ 0.7

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

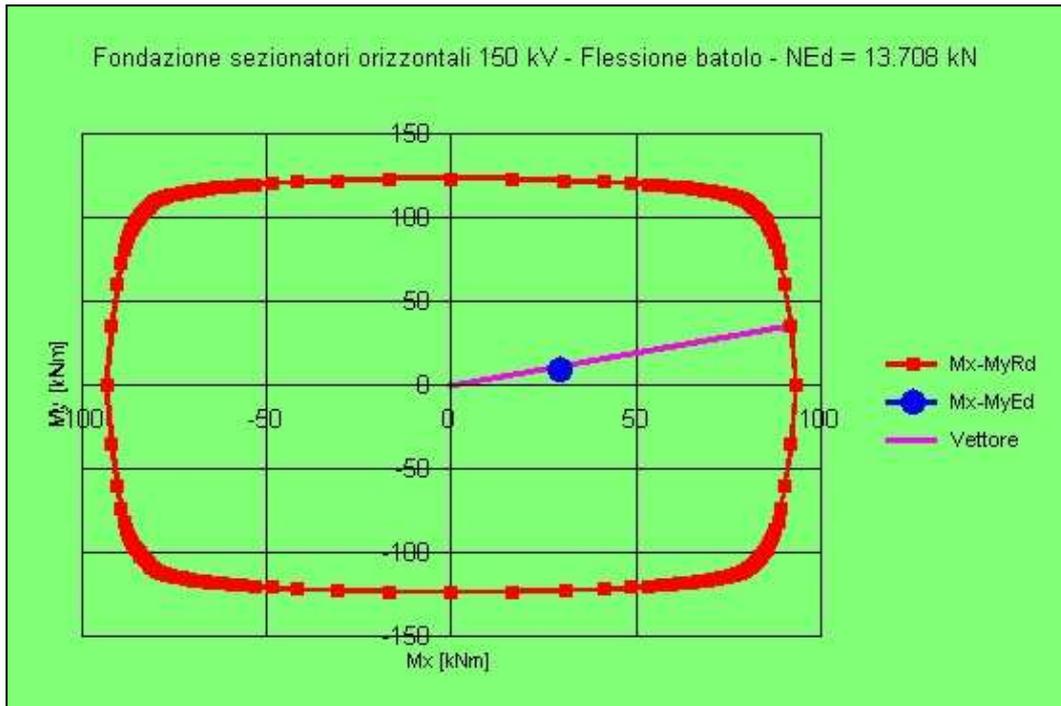
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 358.12

Precompresso



Le verifiche a presso-flessione deviata risultano soddisfatte.

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), $\nu = 0,3$, $I_w = 1,18$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1,91$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 8,77 \text{ kPa}$, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 8,77 \cdot 2,20 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 1,18 = 0,0103 \text{ m} = 1,03 \text{ cm}$$

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 4,56, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{58,39}{4,20^2 \cdot 2,20} \cdot 4,56 = 0,0031$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 1,31$ cm

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{21,78}{2,20^2 \cdot 4,20} \cdot 4,56 = 0,0022$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,49$ cm

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 2,8 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 TG2021 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] Rapporto CESI A8035344 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotto 150 kV, Verifica strutturale della carpenteria di sostegno per sezionatore orizzontale*, rev. 02, dicembre 2008.
- [2] TERNA Stazioni elettriche A.T. 150 kV. Fondazione per sezionatori orizzontali TG2021, identificativo doc. Terna D C DS3000 U ST 00044, Rev. 03, aprile 2010
- [3] TERNA Stazioni elettriche AT. *Tirante di fondazione per sostegno apparecchiature – S6100/20, disegno P001/D17*, Rev. 01, 2008
- [4] “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 14/01/2008.
- [5] UNI EN 1997-1, “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica”, febbraio 2005.
- [6] CEI 11-4 – 1998 “Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne”.
- [7] CEI 11-1 1999 “Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata”.
- [8] 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.
- [9] Documento TERNA: “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo” inviato via mail in data 11/04/2008.
- [10] CEI EN 50341-1 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 1: Prescrizioni generali – Specifiche comuni, Edizione VI, luglio 2005.
- [11] 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) ≤ 1467 kg m ^(*)
- 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 0,09 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

(*) Essendo il sostegno unico per i tre poli del sezionatore, il momento statico massimo dell'apparecchiatura è stato calcolato tenendo conto della massa totale dei tre poli (che nel caso in esame vale 1590 kg)