



REGIONE
PUGLIA



PROVINCIA
DI BRINDISI



COMUNE
DI BRINDISI



COMUNE

DI CELLINO SAN MARCO



COMUNE

DI MESAGNE

Realizzazione di impianto agrivoltaico con produzione agricola e di energia elettrica da fonte rinnovabile fotovoltaica da ubicarsi in località Specchione in agro di Brindisi, Cellino San Marco e Mesagne (BR) e delle relative opere di connessione alla RTN

Potenza nominale cc: 42,98 MWp - Potenza in immissione ca: 35,00 MVA

ELABORATO

VERIFICA FONDAZIONI APPARECCHIATURE SEZ. 380 kV

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

Livello progetto	Codice Pratica	documento	codice elaborato	n° foglio	n° tot. fogli	Nome file	Data	Scala
PD	1RCCNG4	R	2.16_07	-	242	1RCCNG4_R_2.16_07_FONDAZSEZ380.pdf	Ottobre 2021	n.a.

REVISIONI

Rev. n°	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
00	14/06/2021	1° Emissione	SPINELLI	AMBRON	TERLIZZI
01	15/10/2021	2° Emissione	SPINELLI	AMBRON	TERLIZZI

PROGETTAZIONE:

MATE System Unipersonale Srl

Via Papa Pio XII, n.8 70020 Cassano delle Murge (BA)

tel. +39 080 5746758

mail: info@matesystemsrl.it pec: matesystem@pec.it

Progettista:

Ing. Antonio TERLIZZI



DIRITTI Questo elaborato è di proprietà della Luminora Specchione S.r.l. pertanto non può essere riprodotto né integralmente, né in parte senza l'autorizzazione scritta della stessa. Da non utilizzare per scopi diversi da quelli per cui è stato fornito.

RICHIEDENTE:
LUMINORA SPECCHIONE S.R.L.
Via TEVERE n.°41
00198 ROMA

L'AMMINISTRATORE
Dott. PABLO MIGUEL OTIN PINTADO



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



<i>Data:</i>	27/05/2010
<i>Progettista:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Redatto:</i>	Giulia Bergamo
<i>Verificato:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Approvato:</i>	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	27/05/2010	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 DS1000 U ST 00018	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 380 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS1000 U ST 00016 rev. 00	
---	COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS1000 U ST 00018 rev. 00	
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONI PER INTERRUTTORI TRIPOLARI TG1	
---	PER IMPIEGHI IN ZONA A BASSA E MEDIA SISMICITÀ	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS1000 U ST 00018	---	A4	---	01/32

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: OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO Scheda ING72 Rev. 00 TIPI09
Lotto 380 kV
Calcolo di verifica della fondazione per interruttori tripolari TG1 per impieghi in zona a bassa e media sismicità.

Ordine Contratto 3000029140 Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2009

Note AT09SRC003 – Lettera di trasmissione B0004567

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

N. pagine 31 **N. pagine fuori testo** 0

Data 27/05/2010

Elaborato SRC - Bergamo Giulia

A9036280 114975 ALT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio

A9036280 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi

A9036280 777251 APP



Indice

1	SCOPO	3
2	CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE	4
2.1	Caratteristiche dei materiali.....	4
2.2	Caratteristiche geometriche.....	4
2.3	Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione	5
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	6
3.1	Individuazione delle azioni	6
3.2	Condizione di carico di linea.....	6
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	Spettro di risposta elastico.....	8
3.6.2	Spettro di progetto per lo stato limite ultimo.....	10
3.6.3	Spettri impiegati nella verifica	10
3.6.4	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	12
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	12
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	12
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	13
4	TIPO DI VERIFICA	13
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	13
5.1	Stati limite ultimi.....	13
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	13
5.1.2	Combinazioni eccezionali	14
5.1.3	Combinazioni sismiche	15
5.2	Stati limite di esercizio	15
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	15
7	CALCOLI DI VERIFICA	16
7.1	Sollecitazioni massime sulle fondazioni	16
7.2	Verifica al ribaltamento.....	19
7.3	Verifica della capacità portante.....	20
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	22
7.5	Verifica strutturale.....	22
7.5.1	Verifica flessionale della piastra di base	23
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	27
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	27
9	CONCLUSIONI	28
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	29
	APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo	30

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	27/05/2010	A9036280	Prima emissione

1 SCOPO

A seguito del processo di standardizzazione delle carpenterie di sostegno e delle fondazioni delle apparecchiature elettromeccaniche di sottostazione svolto nel corso del 2008 (scheda TIPI), è stato predisposto un nuovo unificato Terna, progettato sulla base delle più gravose condizioni di esercizio ed eccezionali, relativamente al sisma (periodo di ritorno 2475 anni, accelerazione di picco al suolo 0,62 g), al corto circuito (correnti di corto circuito Icc di 40 kA, 50 kA e 63 kA, rispettivamente per le taglie 150, 220 e 380 kV), al vento (velocità di riferimento di 48 m/s, altitudine di 1500 m, categoria di esposizione III), in accordo alle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC) di cui al D.M. 14/01/2008. Tale riprogettazione ha interessato le taglie 132-150 kV, 220 kV e 380 kV.

Terna ha però l'esigenza di disporre di alternative più economiche di carpenterie e fondazioni, congruenti con condizioni di esercizio ed eccezionali diverse dai massimi per i quali si è riprogettato il nuovo unificato.

L'attività ha perciò l'obiettivo di ridefinire le dimensioni delle fondazioni delle apparecchiature di stazione delle taglie 220 e 380 kV in funzione di tale esigenza, per adattare a condizioni di utilizzo non così estreme come ipotizzato in TIPI 2008.

Per ciò che riguarda l'entità dei carichi relativi al corto circuito da considerare, Terna ha richiesto di verificare le fondazioni per correnti di corto circuito Icc inferiori ai massimi considerati in TIPI 2008, indicando valori pari a 50 kA e 40 kA rispettivamente per le taglie 380 kV e 220 kV.

Nel dettaglio, si sono individuate due ulteriori taglie di fondazioni, in aggiunta a quella definita in TIPI2008:

- **Fondazione per basse sismicità (nuova taglia inferiore)**, di dimensioni geometriche simili a quelle delle fondazioni del preesistente unificato (antecedente a quello definito in TIPI2008);
- **Fondazione per medie sismicità (nuova taglia intermedia)**, di dimensioni corrispondenti a valori intermedi tra quelle del preesistente unificato e del nuovo unificato (TIPI 2008).

I criteri di definizione delle dimensioni sono stati i seguenti:

- nel caso della **fondazione per basse sismicità (nuova taglia inferiore)** sono state fissate a priori le dimensioni della piastra di base (il batolo è stato tenuto uguale alla configurazione precedente); con tali dimensioni, si sono ricercati i valori massimi di sollecitazione sismica e di vento che consentivano il rispetto della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante; le dimensioni fissate a priori coincidono, come accennato, con quelle delle fondazioni del preesistente unificato; per omogeneità ed in accordo a quanto previsto dal DM 14/01/2008 si è adeguato il valore del copriferro, portandolo dai 2 cm originari ai 4 cm attuali; per quanto concerne il corto circuito, si è verificato quale, tra i due livelli forniti da Terna, fosse compatibile, ai fini della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante, con le dimensioni prefissate;
- nel caso della **fondazione per medie sismicità (nuova taglia intermedia)** si è scelto un valore di sollecitazione sismica riscontrabile (come valore spettrale massimo) in circa il 55% dei punti griglia costituenti la copertura del territorio nazionale, secondo quanto riportato nel D.M. 14/01/2008; le dimensioni della piastra di base sono state quindi individuate sulla base del soddisfacimento della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante nei confronti del sisma;

successivamente, si è valutato il valore di velocità del vento e di intensità della corrente di corto circuito compatibili con le misure geometriche di fondazione fissate.

Si è quindi proceduto alla progettazione strutturale delle fondazioni.

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione avente la nuova taglia intermedia per l'interruttore tripolare della sezione 380 kV.

I parametri essenziali dell'apparecchiatura (interruttore Siemens), fornitici da Terna, sono:

- Altezza apparecchiatura: 4,8 m;
- Altezza baricentro: 3,275 m;
- Massa singolo polo: 1830 kg;
- Momento statico apparecchiatura: 5990 kgm.

La verifica delle fondazioni è stata condotta in conformità ai criteri di:

- valutazione delle azioni elementari;
- combinazione delle azioni elementari;
- verifica agli stati limite ultimi;

esposti nel doc. [1].

2 CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE

2.1 Caratteristiche dei materiali

Il calcestruzzo delle fondazioni è in classe $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$, 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 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

2.2 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per interruttori è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Essa è costituita da una piastra a contatto con il terreno a cui sono vincolati superiormente i tre poli dell'interruttore.

La piastra ha dimensioni di $14,50 \times 1,80 \times 0,7 \text{ m}$; presenta al centro una canaletta di dimensioni $14,5 \times 0,5 \times 0,3 \text{ m}$ entro la quali passano i cavi. Le strutture di sostegno dei tre interruttori tripolari sono ancorate alla fondazione mediante quattro tirafondi $\varnothing 30 \text{ mm}$ disposti a maglia quadrata con interasse di

400 mm. La posizione dell'asse degli ancoraggi dei tre sostegni è centrata nel senso del lato minore della fondazione e posta rispettivamente a 1,75, 7,25 e 12,75 m 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.

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 in direzione X: armatura inferiore e superiore	Ferri della piastra di base, in direzione Y, armatura inferiore	Ferri della piastra di base in direzione Y: armatura intermedia + superiore
16,095	21150	60Ø12	10Ø14	4 + 8 Ø14

2.3 Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione

Le verifiche sono state effettuate nell'ipotesi di terreno, avente le seguenti caratteristiche:

- Peso di volume $\gamma_t = 1800$ daN/m³;
- Indice dei vuoti $e = 0,11$;
- Peso di volume immerso $\gamma' = 900$ daN/m³.

Il livello di falda è stato considerato al piano campagna.

La capacità portante delle fondazioni è stata valutata in modo parametrico considerando caratteristiche di angolo d'attrito ϕ' , coesione c' e indice dei vuoti variabili, fino ad un valore minimo di ϕ' , 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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m \quad H = \text{carico orizzontale sulla fondazione}$$

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

$$m = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \theta = \text{angolo di applicazione di H rispetto alla direzione di } L'$$

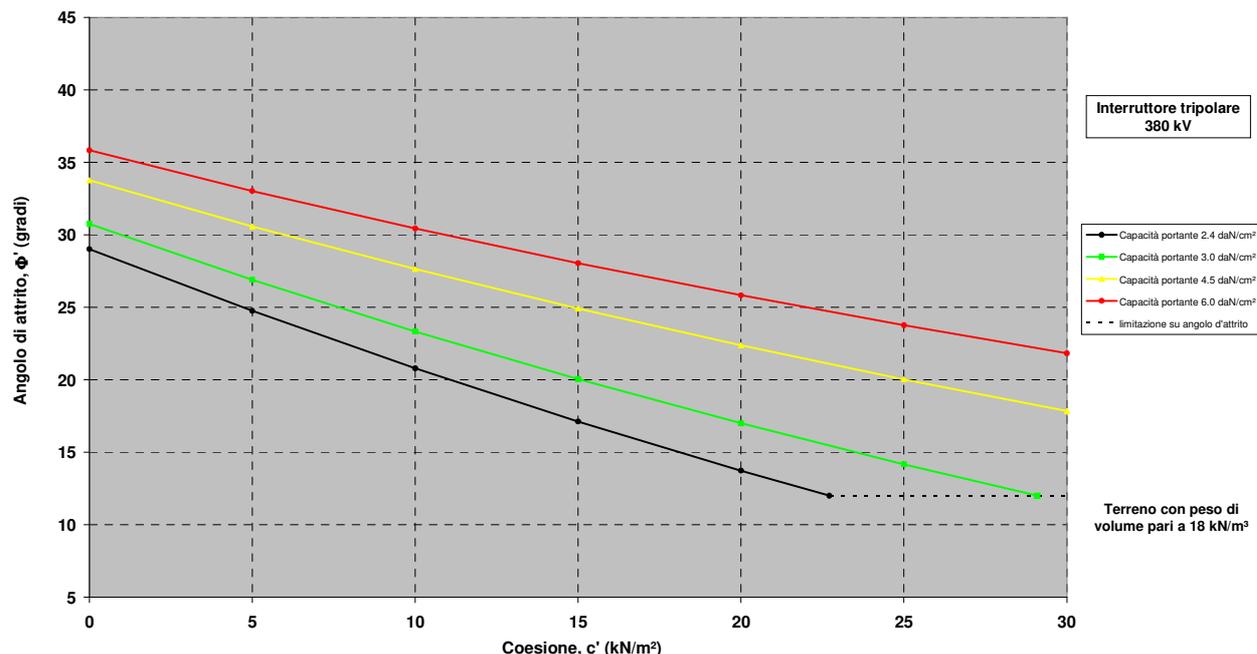
$$m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')]$$

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

$$B' = B - 2 \cdot e_B \quad e_B = \text{eccentricità del carico in direzione della larghezza della fondazione}$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L \quad e_L = \text{eccentricità del carico in direzione della lunghezza della fondazione}$$

ottenendo le seguenti curve.



I carichi considerati per le valutazioni sono quelli relativi all'interruttore ed alla combinazione di carico sismica, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 12°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,227 daN/cm².

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 appositi documenti (Rif. [7] e [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 (50 kA) [N]	Tiro composto (63 kA) [N]
Interruttore tripolare	1050	2008	1790

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 I, cioè quella che considera i valori maggiori;
- 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 [9];
- 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, identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione.

Nel dettaglio la velocità del vento, v_b , considerata è stata:

- per gli interruttori tripolari: 48,0 m/s.

3.5 Perdita di carico per rottura di un conduttore

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

3.6.1 Spettro di risposta elastico

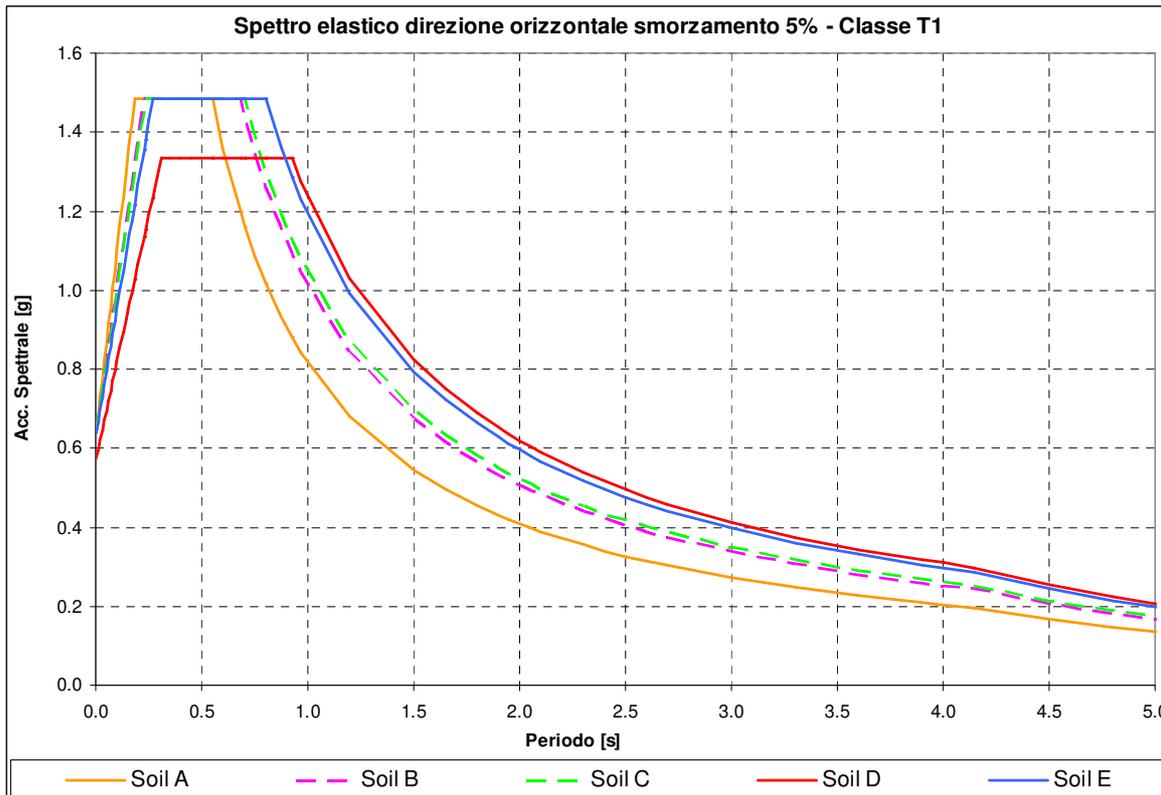
La normativa sismica (rif. [3]) prevede che l'azione sismica rappresentante il moto di un punto della superficie terrestre sia descritta da uno spettro di risposta elastico, uguale per entrambe le direzioni ortogonali orizzontali nelle quali si immagina scomposto il moto. In mancanza di studi specifici di sito, la normativa propone altresì uno spettro di risposta della componente verticale.

Nel corso delle attività svolte nel 2008 (scheda TIPI), per il dimensionamento del nuovo unificato, i valori di progetto di a_g , F_o e T_C^* , disponibili per diversi periodi di ritorno nella tabella allegata al riferimento [3] in funzione di diversi punti griglia localizzati sul territorio nazionale, sono stati scelti, in accordo con il Committente, nella zona a più alta intensità del territorio nazionale.

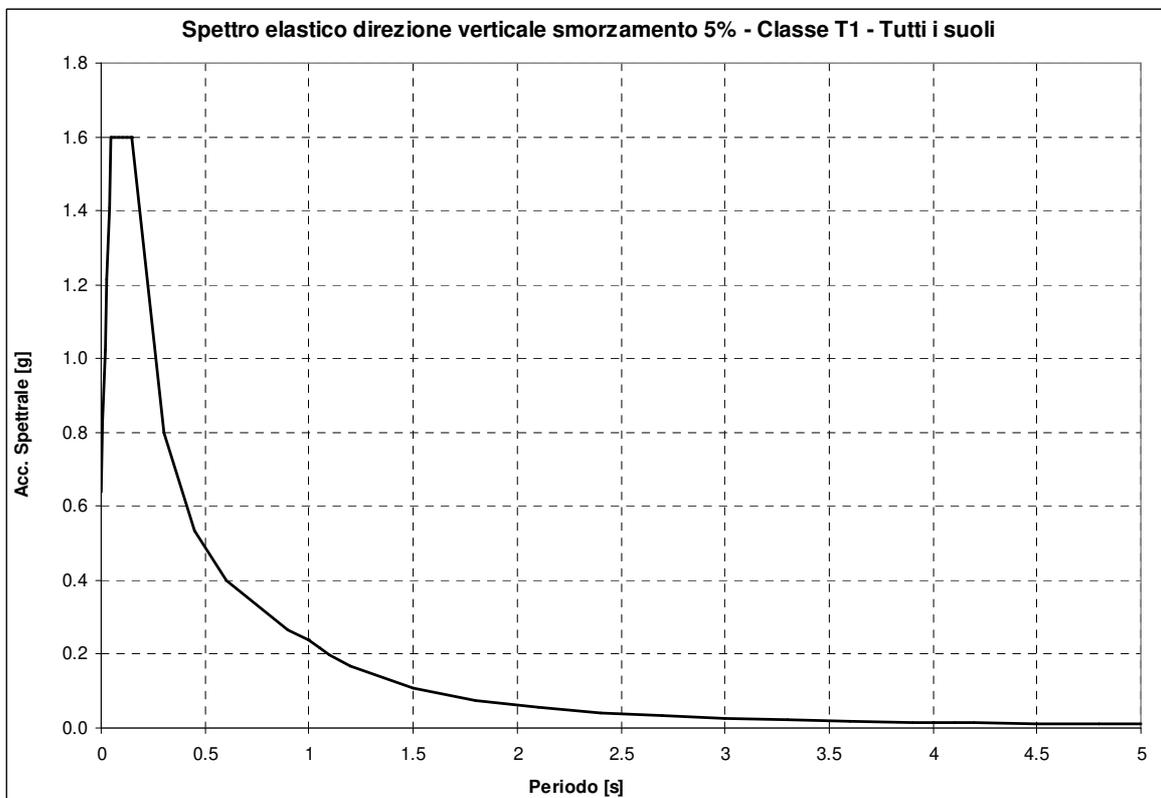
Nel diagramma sotto riportato sono rappresentati, per tutte le categorie di suolo, gli spettri relativi al periodo di ritorno di 2475¹ anni valutati nei due punti griglia (vedi tabella sottostante) a più alto valore di a_g individuati sul territorio nazionale (i due punti si trovano in Sicilia nella zona vicino a Cassaro Ferla).

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_C^* [s]
49418	14.929	37.175	6,247	2,33	0,55
49640	14.927	37.125	6,247	2,33	0,55

¹ Considerando, per le stazioni, una classe d'uso IV il periodo di ritorno di 2475 anni ci riporta ad una vita nominale dell'impianto di circa 130 anni.



Per quanto concerne la componente verticale, la sua forma è descritta nello spettro sotto riportato.



La necessità di installare le stesse apparecchiature e carpenterie in siti differenti, caratterizzati da condizioni del suolo e zone sismiche diverse ha reso necessario, con la vigente normativa, scegliere il periodo di ritorno più alto (2475 anni) e la classe topografica T1; poiché per la verifica si utilizza, per la direzione orizzontale, il valore del plateau dello spettro si osserva che esso è identico per tutti i suoli ad esclusione del suolo D che presenta un valore leggermente inferiore.

3.6.2 Spettro di progetto per lo stato limite ultimo

Le capacità dissipative della struttura possono essere tenute in conto mediante un “fattore di struttura” q , riduttivo delle forze elastiche. Tale fattore dipende dal materiale e dalle tipologie strutturali in esame.

Le componenti sia orizzontali che verticali dell’azione sismica vengono ridotte dello specifico fattore di struttura q . Le formule che descrivono gli spettri di progetto sono le stesse già definite per lo spettro elastico divise per questo fattore di struttura q .

3.6.2.1 Fattore di struttura

Componenti orizzontali

In base a quanto descritto nel par. 7.5.2 di [3], le strutture delle apparecchiature di stazione possono definirsi come **Struttura a mensola o a pendolo invertito**, costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.

Il fattore di struttura q è definito dalla relazione seguente (vedasi equazione 7.3.1 del par. 7.3.1 di [3]):

$$q = q_0 \cdot K_R$$

nella quale:

- q_0 dipende dalla classe di duttilità (ossia dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati);
- K_R dipende dalle caratteristiche di regolarità della costruzione (pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza).

Nel caso in esame:

- $q_0 = 2$, vedasi tabella 7.5.II, par. 7.5.2.2 di [3];
- $K_R = 1$, vedasi par. 7.3.1 di [3];

da cui ne deriva, per le componenti orizzontali, $q = 2$

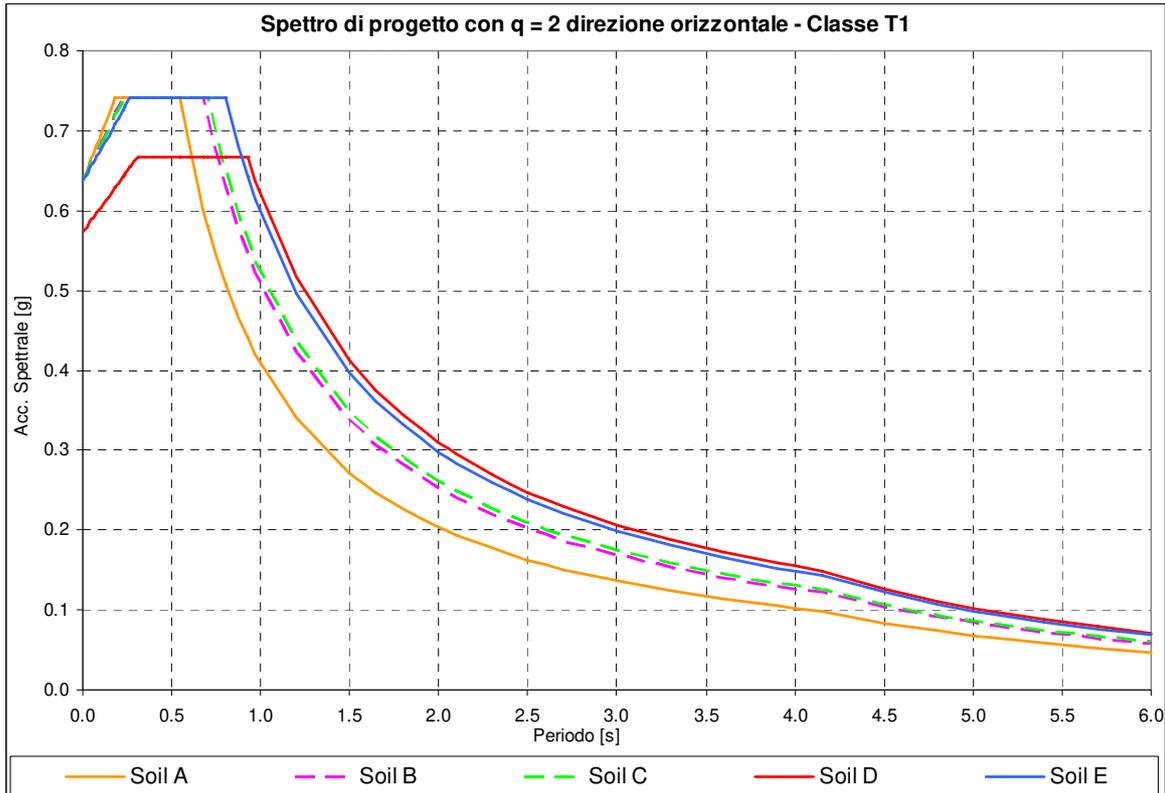
Componente verticale

Il fattore di struttura è assunto pari a 1,5 per qualsiasi materiale e tipologia strutturale (vedasi par. 7.3.1 di [3]).

3.6.3 Spettri impiegati nella verifica

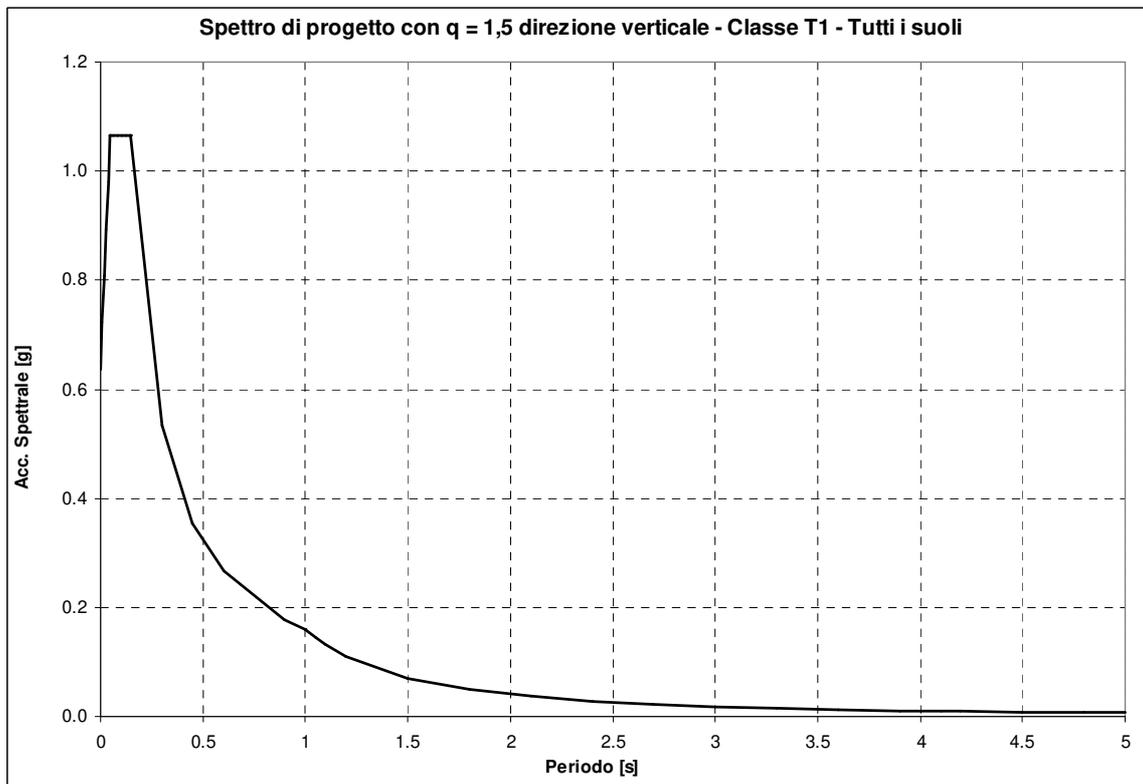
3.6.3.1 Componenti orizzontali

Il diagramma che segue 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 (rispetto allo spettro elastico nelle formule si sostituisce η con $1/q$).



3.6.3.2 *Componente verticale*

Il diagramma che segue 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 $1/q$).



In particolare, la fondazione oggetto del presente rapporto è stata progettata per le medie sismicità e quindi si è individuata un'intensità sismica unica, per tutte le fondazioni di questa categoria, con un valore del "plateau" orizzontale di progetto pari a 0,4608 g.

Questa scelta è stata presa in considerazione del fatto che valori inferiori o pari a quello sopra riportato sono riscontrabili nel 55% dei punti griglia costituenti la copertura del territorio nazionale. Il punto griglia avente le suddette caratteristiche (vedi tabella 2 del doc. [3]) è riportato in calce.

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_C^* [s]	Plateau orizzontale di progetto [g/10]	ZPA verticale di progetto [g/10]
30778	15.556	41.366	2,5	2,56	0,50	4,608	1,69

Il valore del plateau è stato calcolato per il punto griglia indicato per un suolo tipo D, in quanto questo suolo dà un valore di plateau superiore a tutte le altre tipologie di suolo.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; tuttavia, 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 stati comunicati da Terna; i relativi valori sono tratti dai rif. [7] e [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 [7] e [8], 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'apparechiatura 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 dai documenti di riferimento [7] e [8] derivano da un calcolo eseguito da Terna per una corrente di corto circuito pari a 63 kA e 50 kA. Gli effetti di corto circuito sono stati inoltre calcolati nelle condizioni di tiro iniziale più gravose tra quelle previste nel rif. [6], ossia -20 °C per il "pinch" e lo "swing" e +60 °C per il "drop". I valori comunicati da Terna per l'apparechiatura in esame, con le relative direzioni di applicazione, sono i seguenti:

$I_{cc} = 63 \text{ kA}$ (Rif. [7])

Apparechiatura	Swing [N]	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
	X		Z	Y
Interruttore tripolare	3440	10280	5416	13278

$I_{cc} = 50 \text{ kA}$ (Rif. [8])

Apparecchiatura	Swing [N]	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
	X		Z	Y
Interruttore tripolare	2110	10480	4310	10570

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

La corrente di corto circuito di riferimento per le verifiche delle fondazioni è stata identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione; è stato perciò adottato per ogni diversa fondazione il valore tra i due definiti (63 o 50 kA) che permettesse una verifica positiva.

Nel dettaglio l' I_{cc} considerata è stata pari a:

- per l'interruttore tripolare: 63 kA.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; tuttavia, 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 del trasformatore 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] Par. 6.4.2.2), 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 seguito vengono esposte le verifiche sulle fondazioni, citate al Paragrafo 6, nei confronti delle combinazioni di carico più penalizzanti per ogni singola verifica/apparecchiatura installata.

Per ciò che riguarda le verifiche strutturali, data la geometria della fondazione e l'entità delle forze e momenti trasmessi, si ritiene sufficiente verificare a flessione retta la fondazione lungo i due lati, considerandola come una trave continua su tre appoggi (in corrispondenza dell'applicazione delle sollecitazioni provenienti dalla struttura sovrastante), con due mensole laterali, lungo il lato lungo e come una trave su due appoggi di estremità lungo il lato corto; i momenti flettenti massimi sono stati calcolati assumendo che la forza di reazione dovuta alla pressione massima del terreno, diminuita del peso della fondazione, sia uniformemente distribuita sull'area della fondazione stessa.

7.1 Sollecitazioni massime sulle fondazioni

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 alla combinazione EQU, alla combinazione sismica, alla combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno (verifica agli stati limite ultimi) o alla combinazione A2-M2-R2 per scorrimento (verifica agli stati limite ultimi) a seconda delle verifiche considerate. Le tabelle che seguono riportano, per ogni condizione di verifica critica, i valori di M_x , M_y , T_x , T_y e N sul singolo sostegno metallico esaminato; tali valori sono le sollecitazioni applicate dalla struttura di supporto di ogni singola apparecchiatura sulla superficie di contatto con la fondazione.

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	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea	EQU	4354	1004	5062	998	-1934
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea	EQU	2742	662	8437	1664	-1934
	Minima azione assiale	EQU	2742	662	5062	998	-1934

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	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea	Sismica	5720	1211	1716	363	-2011
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea	Sismica	1716	363	5720	1211	-2011
	Minima azione assiale	Sismica	1716	363	1716	363	-1691

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	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea	A2-M2-R2 per scorrimento	3773	870	5062	998	-2148
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea	A2-M2-R2 per scorrimento	2699	642	7312	1442	-2148
	Minima azione assiale	A2-M2-R2 per scorrimento	2699	642	5062	998	-2148

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	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea	A1-M1-R3 per rottura terreno	4354	1004	5062	998	-2793
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea	A1-M1-R3 per rottura terreno	2742	662	8437	1664	-2793
	Minima azione assiale	A1-M1-R3 per rottura terreno	2742	662	5062	998	-2793

La fondazione supporta tre sostegni metallici del tutto analoghi; conseguentemente, si è ipotizzato nel seguito 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.

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

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

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 presa al 30% nelle condizioni di sollecitazione di momento massimo attorno ai due assi orizzontali e al 100% nella condizione di sollecitazione di minima azione assiale.

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

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

I carichi risultanti, utilizzati per la verifica della fondazione, definiti secondo gli assi X e Y sono riportati di seguito.

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazioni e 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	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea	EQU	10954	3011	17283	2995	-27529
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea	EQU	6836	1987	28805	4992	-27529
	Minima azione assiale	EQU	6836	1987	17283	2995	-27529

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazioni e 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	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea	Sismica	14617	3633	5911	1090	-28330
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea	Sismica	4385	1090	19703	3633	-28330
	Minima azione assiale	Sismica	4385	1090	5911	1090	-23063

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	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea	A2-M2-R2 per scorrimento	9494	2610	17283	2995	-30588
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea	A2-M2-R2 per scorrimento	6748	1927	24964	4326	-30588
	Minima azione assiale	A2-M2-R2 per scorrimento	6748	1927	17283	2995	-30588

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	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea	A1-M1-R3 per rottura terreno	10954	3011	17283	2995	-39764
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea	A1-M1-R3 per rottura terreno	6836	1987	28805	4992	-39764
	Minima azione assiale	A1-M1-R3 per rottura terreno	6836	1987	17283	2995	-39764

Nelle tabelle che seguono 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]	12.0
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.209
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.227
Peso specifico terreno, γ_t [daN/m ³]	1800
Indice dei vuoti, e [-]	0.11
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	900
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	1000

Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{cls} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{cls} [daN/m ³]	1500

Dimensioni fondazione	
Lato piastra in direzione X, BX' [cm]	1450
Lato piastra in direzione Y, BY' [cm]	180
Larghezza canaletta, l [cm]	50
Profondità canaletta, h [cm]	30
Spessore fondazione, sp [cm]	70
Spessore fondazione fuori terra, sp _{ft} [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 diverse condizioni di momento ribaltante massimo attorno ad un asse trasversale alla linea, ad un asse parallelo alla stessa e di carico verticale minimo.

Nelle verifiche 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]	10954	6836	6836
M stab X' [daNm]	24776	24776	24776
μ rib X' [-]	2.26	3.62	3.62
μ 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]	17283	28805	17283
M stab Y' [daNm]	199585	199585	199585
μ rib Y' [-]	11.55	6.93	11.55
μ rib Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione Sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	14617	4385	4385
M stab X' [daNm]	25497	25497	20756
μ rib X' [-]	1.74	5.81	4.73
μ 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]	5911	19703	5911
M stab Y' [daNm]	205394	205394	167205
μ rib Y' [-]	34.75	10.42	28.29
μ rib Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione A2-M2-R2 per scorrimento

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	9494	6748	6748
M stab X' [daNm]	27529	27529	27529
μ rib X' [-]	2.90	4.08	4.08
μ 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]	17283	24964	17283
M stab Y' [daNm]	221761	221761	221761
μ rib Y' [-]	12.83	8.88	12.83
μ rib Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	10954	6836	6836
M stab X' [daNm]	35788	35788	35788
μ rib X' [-]	3.27	5.24	5.24
μ 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]	17283	28805	17283
M stab Y' [daNm]	288289	288289	288289
μ rib Y' [-]	16.68	10.01	16.68
μ rib Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Le verifiche a ribaltamento attorno ai due assi ortogonali delle fondazioni X e Y risultano soddisfatte.

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.

Combinazione EQU

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.40	0.25	0.25
<i>Controllo parzializzazione</i>	plinto parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.63	1.05	0.63
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.221	0.138	0.138
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.043	0.072	0.043
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	261000		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	2.719	2.272	2.089
Tensione terreno, σ_t [daN/cm²]	0.29	0.24	0.22
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	8.37	10.01	10.89
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione Sismica

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.52	0.15	0.19
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.21	0.70	0.26
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.287	0.086	0.106
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.014	0.048	0.018
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	261000		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.269	1.804	1.740
Tensione terreno, σ_t [daN/cm²]	0.355	0.20	0.15
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	6.76	12.26	15.61
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione A2-M2-R2 per scorrimento

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	0.22	0.22
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.57	0.82	0.57
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.172	0.123	0.123
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.039	0.056	0.039
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	261000		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	2.287	2.074	1.969
Tensione terreno, σ_t [daN/cm²]	0.27	0.24	0.23
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	8.96	9.88	10.40
sigma rott terr / sigma t > 1.8 ?	SI	SI	SI

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.28	0.17	0.17
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.43	0.72	0.43
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.153	0.096	0.096
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.030	0.050	0.030
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	261000		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	2.101	1.873	1.753
Tensione terreno, σ_t [daN/cm²]	0.32	0.29	0.27
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	7.50	8.41	8.99
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	SI	SI	SI

Le verifiche di capacità portante del terreno di fondazione risultano soddisfatte.

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.

Nelle verifiche 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 scorrimento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Forza attrito in direzione X', FX' [daN]	5851	5851	5851
μ sic X' [-]	1.95	1.17	1.95
mu sic X' > 1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	5851	5851	5851
μ sic Y' [-]	1.94	2.95	2.95
mu sic Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione Sismica

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]	6022	6022	4902
μ sic X' [-]	5.53	1.66	4.50
mu sic X' > 1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	6022	6022	4902
μ sic Y' [-]	1.66	5.53	4.50
mu sic Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione A2-M2-R2 per scorrimento

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]	5201	5201	5201
μ sic X' [-]	1.74	1.20	1.74
mu sic X' > 1.1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	5201	5201	5201
μ sic Y' [-]	1.99	2.70	2.70
mu sic Y' > 1.1 ?	SI	SI	SI

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

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]	8452	8452	8452
μ sic X' [-]	2.82	1.69	2.82
mu sic X' > 1.1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	8452	8452	8452
μ sic Y' [-]	2.81	4.25	4.25
mu sic Y' > 1.1 ?	SI	SI	SI

Le verifiche di scorrimento sul piano di posa delle fondazioni risultano soddisfatte.

7.5 Verifica strutturale

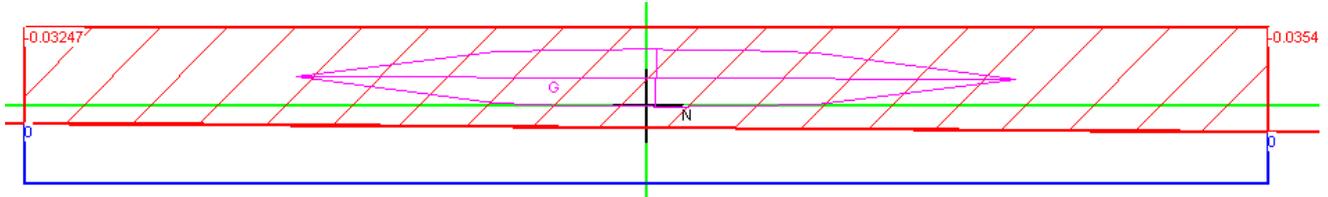
Gli schemi strutturali adottati per la verifica della fondazione sono quelli di:

- trave continua su tre appoggi (direzione X) con due luci di lunghezza 5,50 m e due mensole laterali di lunghezza 1,75 m (lunghezza complessiva 14,50 m), larghezza 1,80 m (direzione Y) 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 Y), larghezza 14,50 m (direzione X) e spessore 0,40 m.

La trave si considera uniformemente caricata 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 media, agente su tutta la superficie di base della trave, calcolata in base al diagramma effettivo delle tensioni visualizzato nella figura che segue; il carico agisce dal basso verso l'alto.



Il calcolo dei momenti massimi applicati alla sezione di verifica su tre appoggi è stato eseguito utilizzando il programma “Trave continua”, ver. 7.4 del 11/10/2009. La verifica delle sezioni in calcestruzzo armato è stata eseguita utilizzando il programma VcaSlu ver. 7.5 del 16/06/2009, sviluppato 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 piastra di base

La tensione media trasmessa al terreno, calcolata come indicato in precedenza, è pari a 0,217 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

in direzione X

- 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 massima del terreno:
 $q = 0,217 \times 180 = 39,08 \text{ daN/cm}$.

in direzione Y

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times 70 \times 14500 = 152,25 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 0,217 \times 14500 = 314,83 \text{ daN/cm}$.

Il momento flettente massimo è quindi:

- in direzione X (calcolato con “Trave continua”):
M (-) = - 6764 daN·m per verifica armatura inferiore
M (+) = 3463 daN·m per verifica armatura superiore

Titolo : Interruttore tripolare 380 kV - Taglia intermedia

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi) : 4

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	1.75	2243	0	1
2	5.5	2243	0	1
3	5.5	2243	0	1
4	1.75	2243	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: 1,000

Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1: 0.01

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

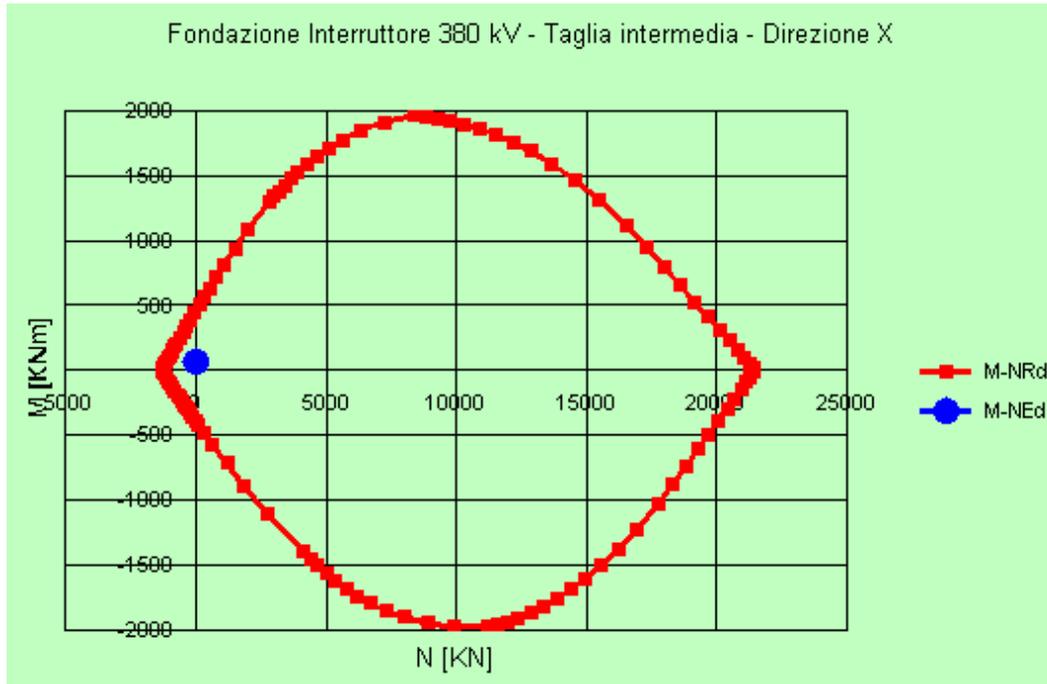
DWG Esporta Blocco ?

Calcolo

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0		-3.90E-03	-3.90E-03
m	0	0	0	0		
2	-3,435		-3,435			
m	3,463	2,461	3,463	2,461	1,08E-02	1,08E-02
3	-6,764		-6,764			
m	3,463	3,039	3,463	3,039	1,08E-02	1,08E-02
4	-3,435		-3,435			
m	0	1,75	0	1,75		

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1	0	0	0	0
2	-3,925	5,563	9,488	9,488
3	-6,774	6,774	13,547	13,547
4	-5,563	3,925	9,488	9,488
5	0	0	0	0



Verifica armatura superiore

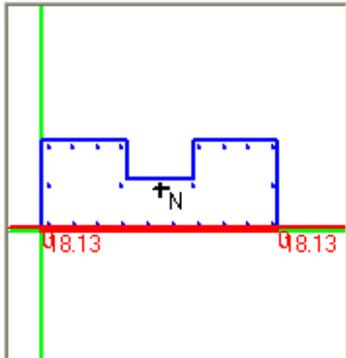
Titolo : **Fondazione Interruttore 380 kV - Taglia intermedia - Direzione X**

N° Vertici Zoom N° barre 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	42.6	4.7
4	1.54	61.56	4.7
5	1.54	80.52	4.7
6	1.54	99.5	4.7

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



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

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} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

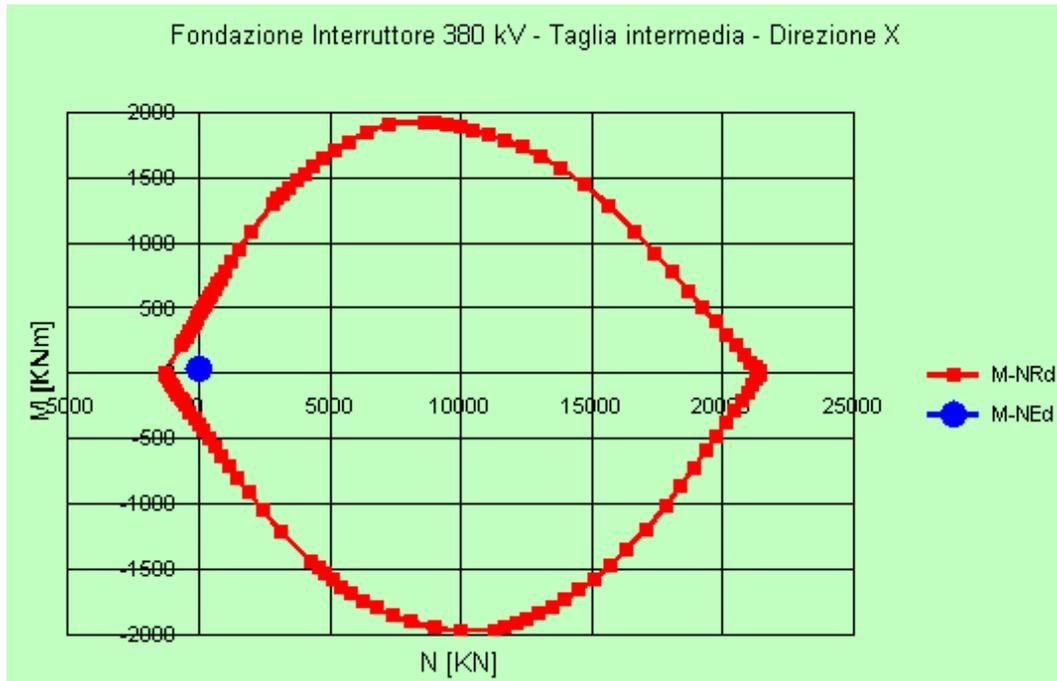
M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
d cm
x x/d
 δ

N° rett.

L_o cm

Precompresso



in direzione Y

Titolo : Fondazione Interruttore 380 kV - Taglia intermedia - Direzione Y

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

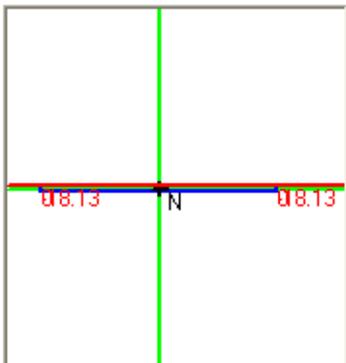
N*	b [cm]	h [cm]
1	1450	40

N*	As [cm ²]	d [cm]
1	67.86	4.6
2	67.86	35.4

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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



Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

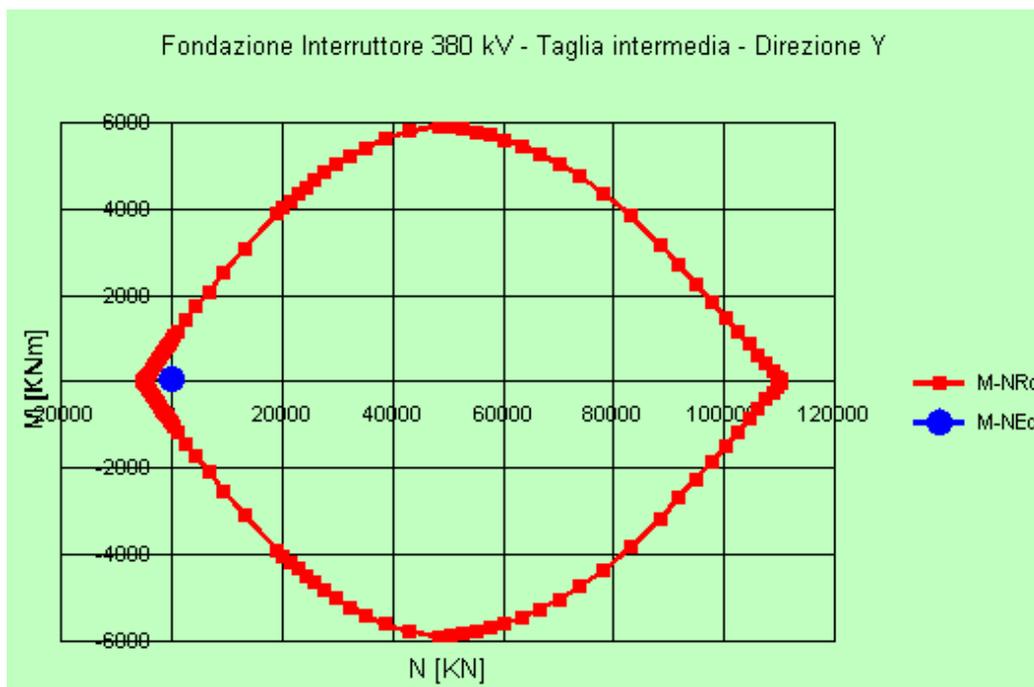
Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 1,007 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 46.36 ‰
 d 35.4 cm
 x 2.485 x/d 0.0702
 δ 0.7

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Precompresso



Essendo i momenti sollecitanti, M_{xSd} M_{ySd} , inferiori ai momenti resistenti, M_{xRd} e M_{yRd} , la verifica a flessione risulta soddisfatta.

7.5.2 Verifica a taglio della piastra di base

Il valore massimo del taglio è pari a:

- in direzione X: (vedi foglio di “Trave continua”) = 6774 daN;
- in direzione Y: $(314,83 - 152,25) \times 180 / 2 = 14632$ daN.

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

direzione X

- Resistenza taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 175637$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 6774$ daN

direzione Y

- Resistenza a taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 71356$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 14632$ daN

Essendo, in entrambe le direzioni, $V_{Ed} < V_{Rd}$ 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).

Si verifica 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 espressioni che seguono.

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 rigidità.

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 (Bowles 1982).

Si riportano nel seguito le valutazioni per la fondazione considerata.

Nell'ipotesi di $E' = 2$ MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 1,98$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 8,06$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 10,85$ kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 10,85 \cdot 1,80 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 1,98 = 0,0176 \text{ m} = 1,76 \text{ cm}$$

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{197,03}{14,50^2 \cdot 1,80} \cdot 4,94 = 0,0012$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 1,70$ cm

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{43,85}{1,80^2 \cdot 14,50} \cdot 4,94 = 0,0021$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 0,38$ cm

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 3,84 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 in oggetto risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel Par. 2.3 e nell'Appendice 1 del presente rapporto.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO: OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO – Scheda ING72 Rev. 00 TIPI09* Rapporto CESI A9036088: “Dimensionamento e verifica delle fondazioni: relazione metodologica”, rev. 00, dicembre 2009.
- [2] *TERNA Stazioni elettriche A.T. 380 kV. Fondazione per interruttori tripolari TGI per impiego in zone a bassa e media sismicità* Rev. 00 del maggio 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] Documento TERNA, “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo”, inviato via e-mail in data 11/04/2008.
- [8] Documento TERNA, “Calcolo delle sollecitazioni indotte da corto circuito – Stazioni 380 kV, Icc = 50 kA”, Rev. 01, inviato via e-mail in data 17/11/2009.
- [9] 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

Questa fondazione dell'apparecchiatura interruttore tripolare è adeguata per:

- vento con:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione da I a V
 - $v_b = 48,0$ m/s
- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - accelerazione spettrale secondo NTC costruita per suoli A, B, C o E con i valori:
 - $a_g = 2,5$ g/10 $F_o = 2,56$ $T_C^* = 0,5$ s
 - valore orizzontale del plateau $\leq 0,461$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - valore verticale dello ZPA $\leq 0,169$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
- momento statico massimo di un polo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore della flangia di interfaccia): ≤ 5990 kgm
- corto circuito con:
 - $I_{cc} \leq a$ 63 kA
- terreno con tensione di rottura non inferiore a $2,4$ daN/cm², peso di volume non inferiore a 1800 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 12° , in corrispondenza a coesione pari a $0,227$ daN/cm²
- livello di falda al 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



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

<i>Data:</i>	27/05/2010
<i>Progettista:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Redatto:</i>	Alessandro Cadore
<i>Verificato:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Approvato:</i>	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	27/05/10	Prima emissione	M. Amoretti	V. Iuliani	E. Di Bartolomeo
	N.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO	
Relazione di calcolo	R C DS1000 U ST 00022	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	<p align="center">STAZIONI ELETTRICHE A 380 kV</p> <p align="center">SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS1000 U ST 00020 COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS1000 U ST 00022 FONDAZIONE PER SEZIONATORE UNIPOLARE ORIZZONTALE TG12 PER IMPIEGHI IN ZONE A BASSA SISMICITA'</p>	
RICAVATO DAL DOC. TERNA		

CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA		

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS1000 U ST 00022	---	A4	---	01/38

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: OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO Scheda ING72 Rev. 00 TIPI09
Lotto 380 kV
Calcolo di verifica delle fondazioni per sezionatori orizzontali TG12 adatte ad impiego in zone a bassa sismicità.

Ordine Contratto 3000029140 Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2009

Note AT09SRC003 – Lettera di trasmissione B0004567

PUBBLICATO B0004568 (PAD - 1336564)

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

N. pagine 37 **N. pagine fuori testo** 0

Data 27-05-2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro
B0004568 114933 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio
B0004568 114963 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi
B0004568 777241 APP



Mod. RISM v. 02

Indice

1	SCOPO	3
2	CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI	4
2.1	Caratteristiche dei materiali.....	4
2.2	Caratteristiche geometriche.....	4
2.3	Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione	5
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	6
3.1	Individuazione delle azioni	6
3.2	Condizione di carico di linea.....	6
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	Spettro di risposta elastico.....	8
3.6.2	Spettro di progetto per lo stato limite ultimo.....	10
3.6.3	Spettri impiegati nella verifica	10
3.6.4	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	12
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	12
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	12
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	13
4	TIPO DI VERIFICA	13
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	13
5.1	Stati limite ultimi.....	13
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	13
5.1.2	Combinazioni eccezionali	14
5.1.3	Combinazioni sismiche	14
5.2	Stati limite di esercizio	15
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	15
7	CALCOLI DI VERIFICA	15
7.1	Sollecitazioni massime sulle fondazioni	16
7.2	Verifica al ribaltamento.....	20
7.3	Verifica della capacità portante.....	20
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	21
7.5	Verifica strutturale.....	21
7.5.1	Verifica flessionale della fondazione	22
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	27
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	28
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	33
9	CONCLUSIONI	34
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	34
	APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo.....	36

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	27/05/2010	B0004568	Prima emissione

1 SCOPO

A seguito del processo di standardizzazione delle carpenterie di sostegno e delle fondazioni delle apparecchiature elettromeccaniche di sottostazione svolto nel corso del 2008 (scheda TIPI), è stato predisposto un nuovo unificato Terna, progettato sulla base delle più gravose condizioni di esercizio ed eccezionali, relativamente al sisma (periodo di ritorno 2475 anni, accelerazione di picco al suolo 0,62 g), al corto circuito (correnti di corto circuito Icc di 40 kA, 50 kA e 63 kA, rispettivamente per le taglie 150, 220 e 380 kV), al vento (velocità di riferimento di 48 m/s, altitudine di 1500 m, categoria di esposizione III), in accordo alle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC) di cui al D.M. 14/01/2008. Tale riprogettazione ha interessato le taglie 132-150 kV, 220 kV e 380 kV.

Terna ha però l'esigenza di disporre di alternative più economiche di carpenterie e fondazioni, congruenti con condizioni di esercizio ed eccezionali diverse dai massimi per i quali si è riprogettato il nuovo unificato.

L'attività ha perciò l'obiettivo di ridefinire le dimensioni delle fondazioni delle apparecchiature di stazione delle taglie 220 e 380 kV in funzione di tale esigenza, per adattare a condizioni di utilizzo non così estreme come ipotizzato in TIPI 2008.

Per ciò che riguarda l'entità dei carichi relativi al corto circuito da considerare, Terna ha richiesto di verificare le fondazioni per correnti di corto circuito Icc inferiori ai massimi considerati in TIPI 2008, indicando valori pari rispettivamente a 50 kA e 40 kA per le taglie 380 kV e 220 kV.

Nel dettaglio, si sono individuate due ulteriori taglie di fondazioni, in aggiunta a quella definita in TIPI2008:

- **Fondazione per basse sismicità (nuova taglia inferiore)**, di dimensioni geometriche simili a quelle delle fondazioni del preesistente unificato (antecedente a quello definito in TIPI2008);
- **Fondazione per medie sismicità (nuova taglia intermedia)**, di dimensioni corrispondenti a valori intermedi tra quelle del preesistente unificato e del nuovo unificato (TIPI 2008).

I criteri di definizione delle dimensioni sono stati i seguenti:

- nel caso della **fondazione per basse sismicità (nuova taglia inferiore)** sono state fissate a priori le dimensioni della piastra di base (il batolo è stato tenuto uguale alla configurazione precedente); con tali dimensioni, si sono ricercati i valori massimi di sollecitazione sismica e di vento che consentivano il rispetto della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante; le dimensioni fissate a priori coincidono, come accennato, con quelle delle fondazioni del preesistente unificato; per omogeneità ed in accordo a quanto previsto dal DM 14/01/2008 si è adeguato il valore del copriferro, portandolo dai 2 cm originari ai 4 cm attuali; per quanto concerne il corto circuito, si è verificato quale, tra i due livelli forniti da Terna, fosse compatibile, ai fini della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante, con le dimensioni prefissate;
- nel caso della **fondazione per medie sismicità (nuova taglia intermedia)** si è scelto un valore di sollecitazione sismica riscontrabile (come valore spettrale massimo) in circa il 55% dei punti griglia costituenti la copertura del territorio nazionale, secondo quanto riportato nel D.M. 14/01/2008; le dimensioni della piastra di base sono state quindi individuate sulla base del soddisfacimento della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante nei confronti del sisma;

successivamente, si è valutato il valore di velocità del vento e di intensità della corrente di corto circuito compatibili con le misure geometriche di fondazione fissate.

Si è quindi proceduto alla progettazione strutturale delle fondazioni.

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione, avente la nuova taglia inferiore, per sezionatori orizzontali della sezione 380 kV.

La verifica delle fondazioni è stata condotta in conformità ai criteri di:

- valutazione delle azioni elementari;
- combinazione delle azioni elementari;
- verifica agli stati limite ultimi;

esposti nel documento [1].

2 CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI

2.1 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 $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- 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 in classe di resistenza C12/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$).

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 [4]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

2.2 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per Sezionatori orizzontali è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Trattasi di una piastra di base a contatto con il terreno sulla quale sono impostati due batoli che costituiscono il plinto di appoggio della carpenteria di ogni singola fase del sezionatore.

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

La piastra summenzionata ha dimensioni di $5,45 \times 0,80 \times 0,3 \text{ m}$; i batoli hanno dimensioni $0,6 \times 0,8 \times 0,5 \text{ m}$, sporgono dal terreno per $0,1 \text{ m}$, e sono provvisti ognuno di quattro tirafondi $\varnothing 30 \text{ mm}$ ([3]) disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm , per l'installazione delle apparecchiature. I batoli hanno il centro geometrico posizionato rispettivamente a 2425 e 1775 mm rispetto alla mezzeria della piastra lungo il lato lungo della fondazione, in direzione opposta rispetto ad essa. I batoli risultano centrati rispetto alla mezzeria del lato corto della fondazione.

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.

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
1,788	4470	5Ø14	5Ø14	19Ø10	19Ø10	10Ø10	8Ø10

2.3 Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione

Le verifiche sono state effettuate nell'ipotesi di terreno con peso di volume $\gamma = 1800$ daN/m³ e livello di falda al di sotto del piano di fondazione.

La capacità portante delle fondazioni è stata valutata in modo parametrico considerando caratteristiche di angolo d'attrito ϕ e coesione c variabili, fino ad un valore minimo di ϕ , 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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c \cdot \cot \phi)]^m \quad H = \text{carico orizzontale sulla fondazione}$$

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

$$m = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \theta = \text{angolo di applicazione di H rispetto alla direzione di L'}$$

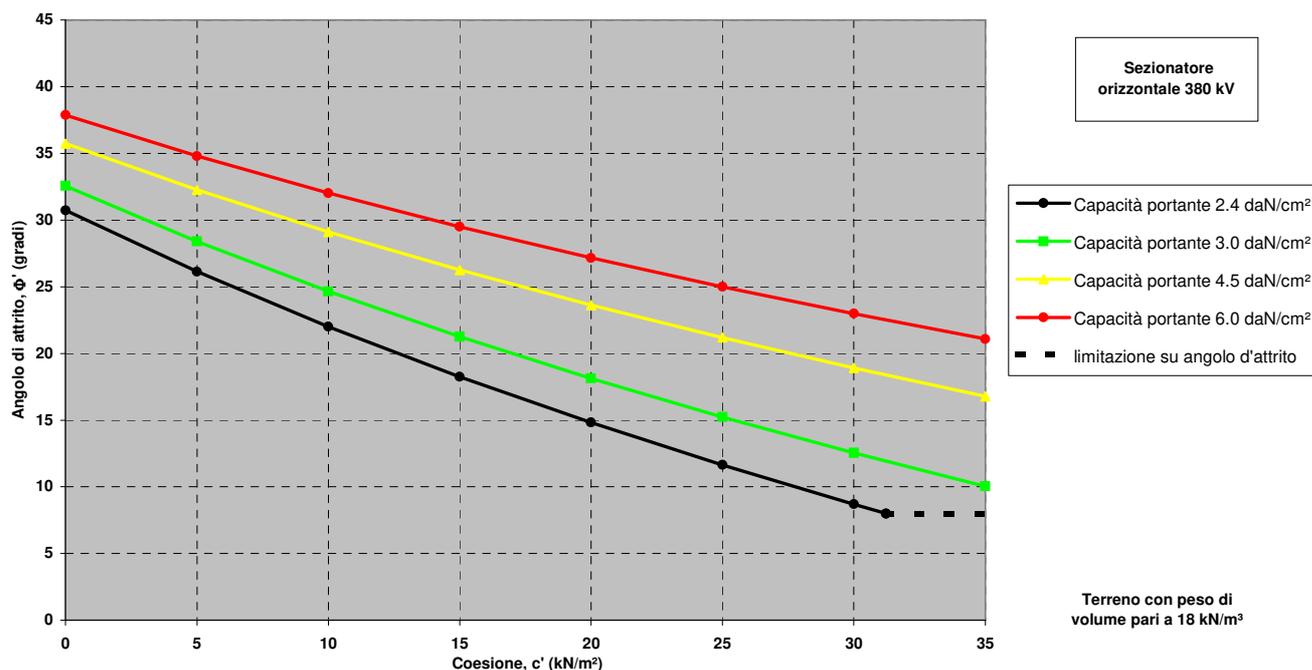
$$m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')]$$

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

$$B' = B - 2 \cdot e_B \quad e_B = \text{eccentricità del carico in direzione della larghezza della fondazione}$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L \quad e_L = \text{eccentricità del carico in direzione della lunghezza della fondazione}$$

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).

Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 8°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,31 daN/cm².

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 appositi documenti (Rif. [7] e [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 (50 kA) [N]	Tiro composto (63 kA) [N]
Sezionatore orizzontale 380 kV	270	570	450

3.3 Montaggio

I valori dei carichi considerati sono stati stabiliti 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 I, cioè quella che considera i valori maggiori;
- 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 [8];
- 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, identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione.

Nel dettaglio la velocità del vento, v_b , considerata è stata pari a 31,1 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

3.6.1 Spettro di risposta elastico

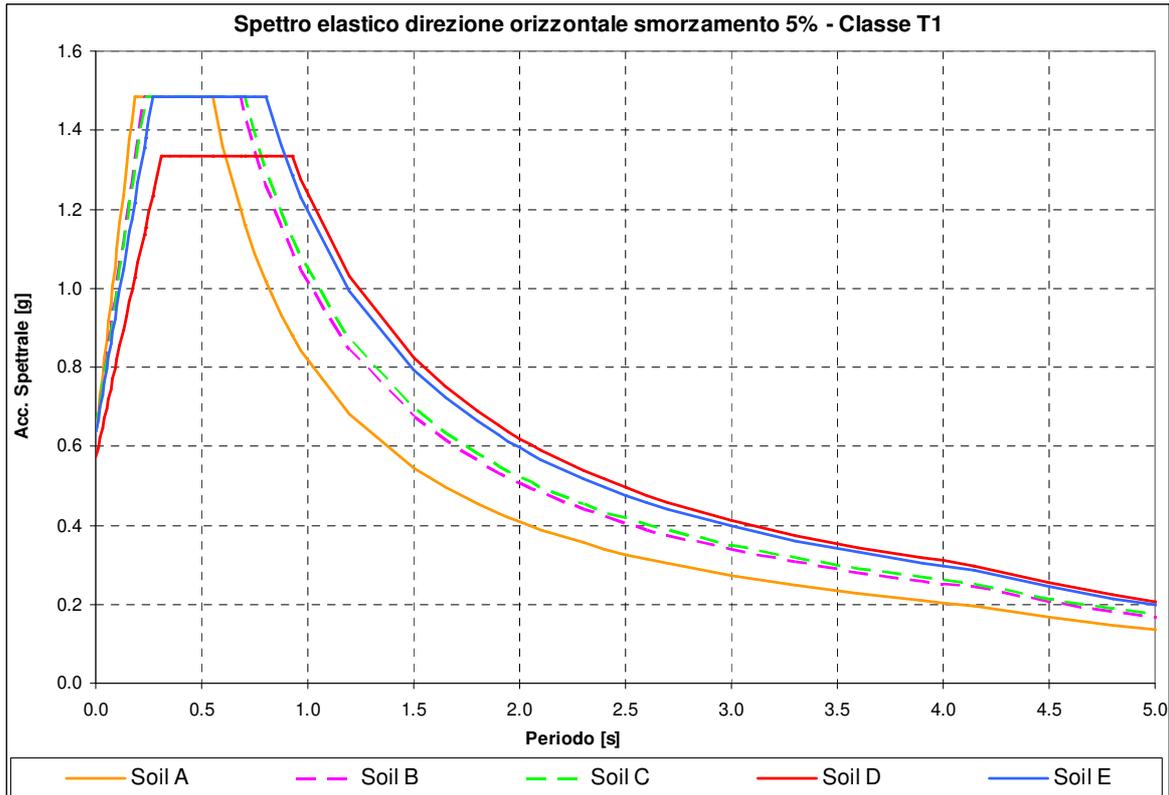
La normativa sismica (rif. [3]) prevede che l'azione sismica rappresentante il moto di un punto della superficie terrestre sia descritta da uno spettro di risposta elastico, uguale per entrambe le direzioni ortogonali orizzontali nelle quali si immagina scomposto il moto. In mancanza di studi specifici di sito, la normativa propone altresì uno spettro di risposta della componente verticale.

Nel corso delle attività svolte nel 2008 (scheda TIPI), per il dimensionamento del nuovo unificato, i valori di progetto di a_g , F_o e T_C^* , disponibili per diversi periodi di ritorno nella tabella allegata al riferimento [3] in funzione di diversi punti griglia localizzati sul territorio nazionale, sono stati scelti, in accordo con il Committente, nella zona a più alta intensità del territorio nazionale.

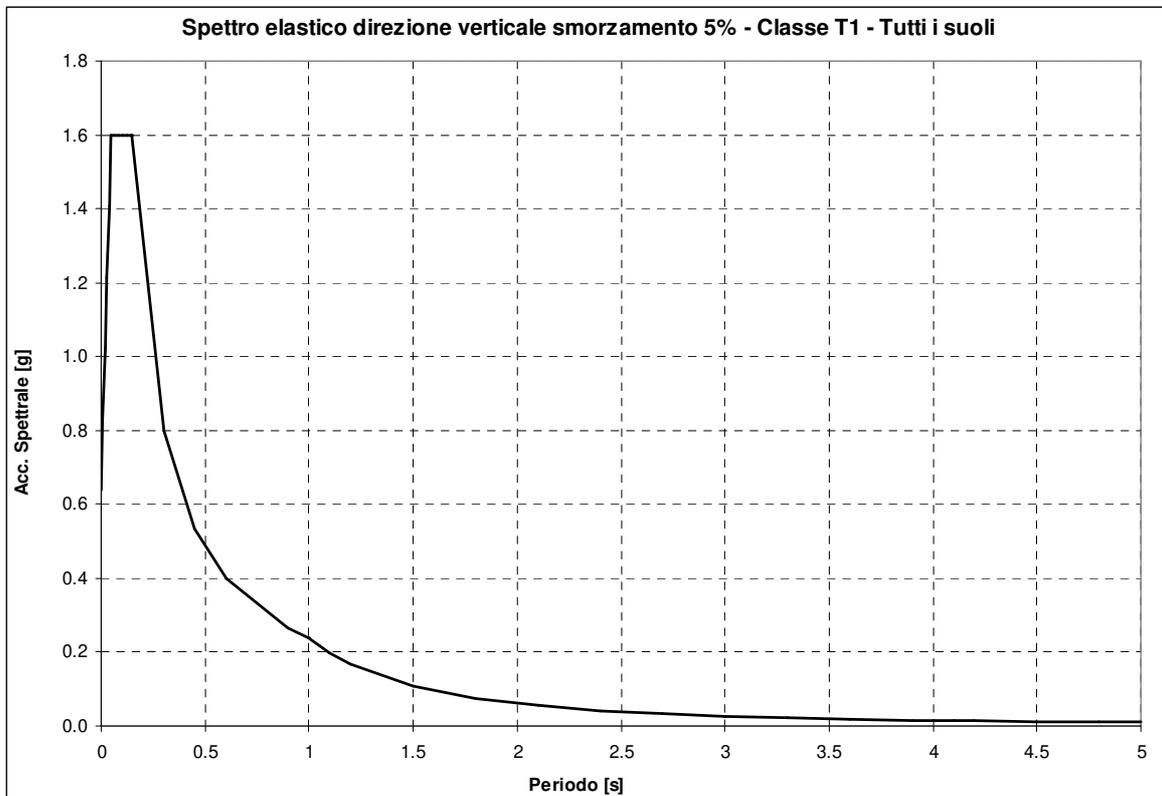
Nel diagramma sotto riportato sono rappresentati, per tutte le categorie di suolo, gli spettri relativi al periodo di ritorno di 2475¹ anni valutati nei due punti griglia (vedi tabella sottostante) a più alto valore di a_g individuati sul territorio nazionale (i due punti si trovano in Sicilia nella zona vicino a Cassaro Ferla).

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_C^* [s]
49418	14.929	37.175	6,247	2,33	0,55
49640	14.927	37.125	6,247	2,33	0,55

¹ Considerando, per le stazioni, una classe d'uso IV il periodo di ritorno di 2475 anni riporta ad una vita nominale dell'impianto di circa 130 anni.



Per quanto concerne la componente verticale, la sua forma è descritta nello spettro sotto riportato.



La necessità di installare le stesse apparecchiature e carpenterie in siti differenti, caratterizzati da condizioni del suolo e zone sismiche diverse ha reso necessario, con la vigente normativa, scegliere il periodo di ritorno più alto (2475 anni) e la classe topografica T1; poiché per la verifica si utilizza, per la direzione orizzontale, il valore del plateau dello spettro si osserva che esso è identico per tutti i suoli ad esclusione del suolo D che presenta un valore leggermente inferiore.

3.6.2 *Spettro di progetto per lo stato limite ultimo*

Le capacità dissipative della struttura possono essere tenute in conto mediante un “fattore di struttura” q , riduttivo delle forze elastiche. Tale fattore dipende dal materiale e dalle tipologie strutturali in esame.

Le componenti sia orizzontali che verticali dell’azione sismica vengono ridotte dello specifico fattore di struttura q . Le formule che descrivono gli spettri di progetto sono le stesse già definite per lo spettro elastico divise per questo fattore di struttura q .

3.6.2.1 *Fattore di struttura*

Componenti orizzontali

In base a quanto descritto nel par. 7.5.2 di [3], le strutture delle apparecchiature di stazione possono definirsi come **Struttura a mensola o a pendolo invertito**, costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.

Il fattore di struttura q è definito dalla relazione seguente (vedasi equazione 7.3.1 del par. 7.3.1 di [3]):

$$q = q_0 \cdot K_R$$

nella quale:

- q_0 dipende dalla classe di duttilità (ossia dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati);
- K_R dipende dalle caratteristiche di regolarità della costruzione (pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza).

Nel caso in esame:

- $q_0 = 2$, vedasi tabella 7.5.II, par. 7.5.2.2 di [3];
- $K_R = 1$, vedasi par. 7.3.1 di [3];

da cui ne deriva, per le componenti orizzontali, $q = 2$

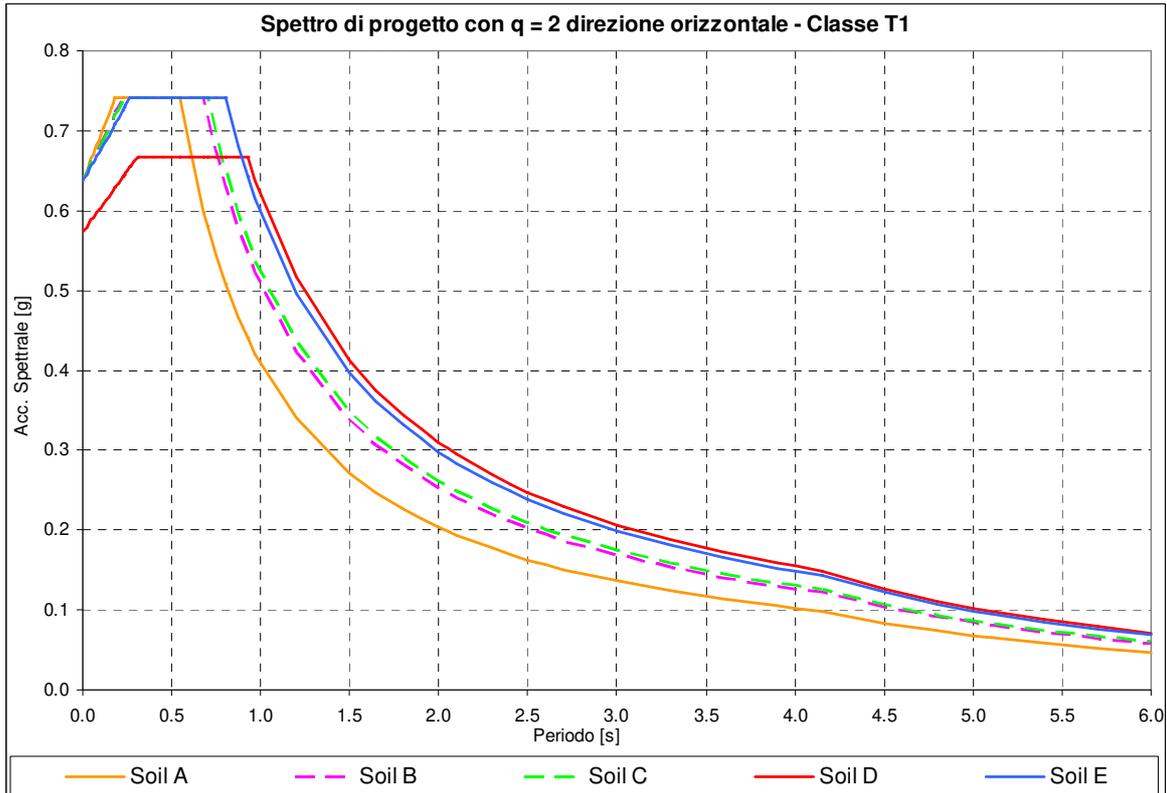
Componente verticale

Il fattore di struttura è assunto pari a 1,5 per qualsiasi materiale e tipologia strutturale (vedasi par. 7.3.1 di [3]).

3.6.3 *Spettri impiegati nella verifica*

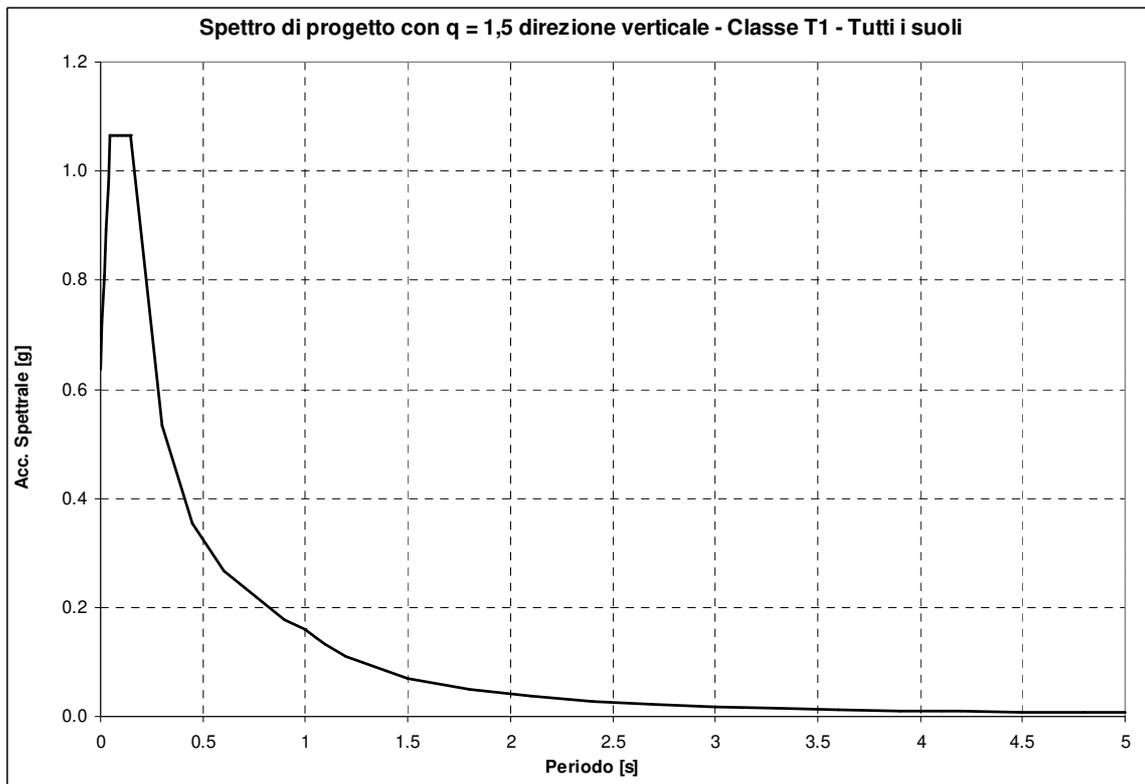
3.6.3.1 *Componenti orizzontali*

Il diagramma che segue 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 (rispetto allo spettro elastico nelle formule si sostituisce η con $1/q$).



3.6.3.2 Componente verticale

Il diagramma che segue 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 $1/q$).



In particolare, la fondazione oggetto del presente rapporto per soddisfare le verifiche agli S.L.U. ha richiesto di adottare un'intensità sismica massima, i cui valori di riferimento sono riportati nel seguito.

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_0	T_C^* [s]	Plateau orizzontale di progetto [g/10]	ZPA verticale di progetto [g/10]
8956	10,964	46,259	0,807	2,85	0,39	2,070	0,807

I valori del plateau presenti nelle tabelle sopra riportate sono stati calcolati per tutti i punti griglia indicati per un suolo tipo D, in quanto questo suolo dà un valore di plateau superiore a tutte le altre tipologie di suolo.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; tuttavia, 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 stati comunicati da Terna; i relativi valori sono tratti dai rif. [7] e [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 [7] e [8], 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'apparechiatura 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 derivano da un calcolo eseguito da Terna per una corrente di corto circuito pari a 63 kA e 50 kA ([7] e [8]). Gli effetti di corto circuito sono stati inoltre calcolati nelle condizioni di tiro iniziale più gravose tra quelle previste nel rif. [6], ossia -20 °C per il "pinch" e lo "swing" e +60 °C per il "drop". I valori comunicati da Terna per le apparecchiature in esame, con le relative direzioni di applicazione, sono i seguenti:

I_{cc} = 63 kA (Rif. [7])

Apparechiatura	Swing [N]	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
	X		Z	Y
Sezionatore orizzontale 380 kV	520	7 440	3 350	8 213

I_{cc} = 50 kA (Rif. [8])

Apparechiatura	Swing [N]	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
	X		Z	Y
Sezionatore orizzontale 380 kV	320	9 910	2 670	6 550

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

La corrente di corto circuito di riferimento per le verifiche delle fondazioni è stata identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione; è stato perciò adottato per ogni diversa fondazione il valore tra i due definiti (63 o 50 kA) che permettesse una verifica positiva.

Nel dettaglio l'Icc considerata è stata pari a 63 kA.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; tuttavia, 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 del trasformatore 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;

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. [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] Par. 6.4.2.2), 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, 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 due appoggi, considerati posizionati in corrispondenza al centro geometrico dei batoli, con mesole di estremità, in direzione Y e trave semplicemente appoggiata in direzione X (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 nel tratto compreso tra i due batoli;
- 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 sulle fondazioni

Per la verifica delle fondazioni si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alle stesse:

- 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.

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 globali applicate dalle strutture di supporto dell'apparecchiatura alla base superiore dei batoli.

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 Sismica, SLU EQU, SLU A2-M2-R2 e SLU A1-M1-R3, a seconda della verifica considerata.

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]
Sezionatore orizzontale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	2770	840	1122	324	-1673
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	2022	624	1870	540	-1673
	Minima azione assiale	EQU	2022	624	1122	324	-1673

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]
Sezionatore orizzontale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	2114	471	634	141	-1814
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	634	141	2114	471	-1814
	Minima azione assiale	Sismica	634	141	634	141	-1709

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]
Sezionatore orizzontale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A2-M2-R2	2401	728	1122	324	-1859
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A2-M2-R2	1902	584	1621	468	-1859
	Minima azione assiale	A2-M2-R2	1902	584	1122	324	-1859

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]
Sezionatore orizzontale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3	2770	840	1122	324	-2417
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3	2022	624	1870	540	-2417
	Minima azione assiale	A1-M1-R3	2022	624	1122	324	-2417

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

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

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 presa al 30% nelle condizioni di sollecitazione di momento massimo attorno ai due assi orizzontali ed al 100% nella condizione di sollecitazione di minima azione assiale.

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

Nella valutazione del peso P sono stati applicati i coefficienti parziali per le azioni relativi alla combinazione di carico utilizzata. È stato inoltre trascurato il peso dei setti di calcestruzzo costituenti il pozzetto.

I carichi risultanti, utilizzati per la verifica della fondazione, definiti secondo gli assi X e Y sono riportati di seguito.

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]
Sezionatore orizzontale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	3443	840	1381	324	-7225
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	2868	624	2302	540	-7225
	Minima azione assiale	EQU	2868	624	1381	324	-7225

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]
Sezionatore orizzontale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	2575	471	747	141	-7831
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	1359	141	2490	471	-7831
	Minima azione assiale	Sismica	1298	141	747	141	-7371

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]
Sezionatore orizzontale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A2-M2-R2	3313	728	1381	324	-8028
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A2-M2-R2	2930	584	1995	468	-8028
	Minima azione assiale	A2-M2-R2	2930	584	1381	324	-8028

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]
Sezionatore orizzontale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3	4041	840	1381	324	-10437
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3	3466	624	2302	540	-10437
	Minima azione assiale	A1-M1-R3	3466	624	1381	324	-10437

Nelle tabelle che seguono si riassumono le caratteristiche geometriche salienti delle fondazioni, nonché le caratteristiche del calcestruzzo e del terreno, necessarie per le successive verifiche.

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	8
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.140
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.31
Peso volume terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	--
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	--
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{ds} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{ds} [daN/m ³]	--
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX [cm]	80
Lato maggiore piastra, BY [cm]	545
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.

Nelle verifiche 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 fondamentale SLU EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	3,443	2,868	2,868
M stab X' [daNm]	19,689	19,689	19,689
$\mu_{rib X'}$ [-]	5.72	6.86	6.86
$\mu_{rib X'} > 1 ?$	Sì	Sì	Sì
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	1,381	2,302	1,381
M stab Y' [daNm]	2,890	2,890	2,890
$\mu_{rib Y'}$ [-]	2.09	1.26	2.09
$\mu_{rib Y'} > 1 ?$	Sì	Sì	Sì

Le verifiche a ribaltamento attorno ai due assi ortogonali della fondazione X e Y risultano soddisfatte con installazione di entrambe le apparecchiature.

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.

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

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.39	0.33	0.33
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.13	0.22	0.13
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.071	0.061	0.061
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.165	0.276	0.165
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	43,600		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	2.460	3.565	2.387
Tensione terreno, σ_t [dall/cm ²]	0.59	0.85	0.57
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	4.08	2.87	4.20
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t > 2.3 ?$	Sì	Sì	Sì

Combinazione Sismica (massima σ terreno)

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.33	0.17	0.18
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.10	0.32	0.10
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.060	0.032	0.032
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.119	0.398	0.127
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	43,600		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	2.078	7.180	1.954
Tensione terreno, σ, [daN/cm²]	0.37	1.29	0.33
$\sigma_{rotterr} / \sigma_t$	6.43	1.86	7.26
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

Le verifiche di capacità portante del terreno di fondazione risultano soddisfatte.

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.

Nelle verifiche 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 fondamentale 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]	903	903	903
$\mu_{sic} X$ [-]	2.79	1.93	2.79
$\mu_{sic} X > 1.1$?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	903	903	903
$\mu_{sic} Y$ [-]	1.24	1.55	1.55
$\mu_{sic} Y > 1.1$?	SI	SI	SI

Le verifiche di scorrimento sul piano di posa delle fondazioni risultano soddisfatte.

7.5 Verifica strutturale

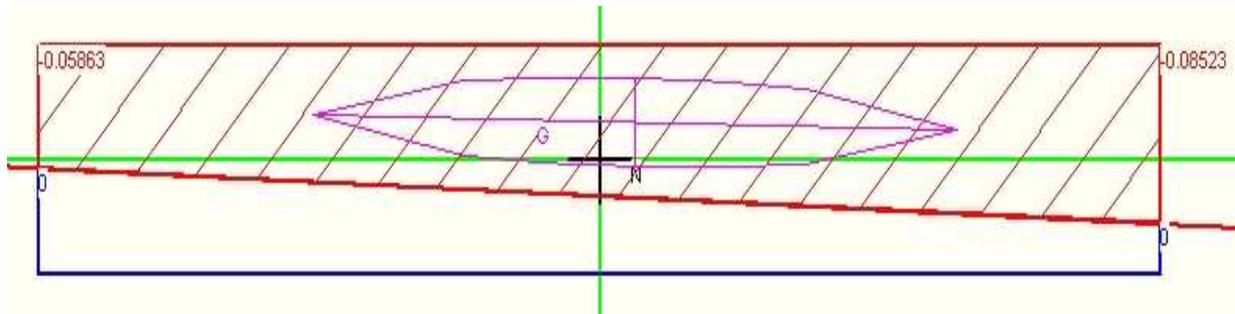
Lo schema strutturale adottato per la verifica dell'armatura della piastra di base della fondazione in direzione Y è quello di trave semplicemente appoggiata con due sbalzi (0,30 e 0,95 m rispettivamente), di luce pari all'interasse tra i due batoli, ovvero 4,20 m, di spessore pari a quello della piastra di fondazione (0,30 m) e di larghezza pari alla piastra (0,80 m).

In direzione X lo schema adottato è, conservativamente, quello di trave semplicemente appoggiata di luce pari alla larghezza della fondazione (0,80 m) e di larghezza pari alla lunghezza della fondazione (5,45 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 (da combinazione A1-M1-R3) visualizzato nella figura che segue, e considerata 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 0,49 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alle travi sono:

Direzione X

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 0,30 \times 5,45 = 2\,453$ daN/m;
- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno: $q_{terr} = 900 \times 0,40 \times 5,45 = 1\,962$ daN/m;
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno: $q = 0,49 \times 100 \times 545 = 26\,705$ daN/m (con direzione opposta ai precedenti).

Direzione Y

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 0,30 \times 0,80 = 360$ daN/m;
- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno: $q_{terr} = 900 \times 0,40 \times 0,80 = 288$ daN/m;
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno: $q = 0,49 \times 100 \times 80 = 3\,920$ 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) : 1

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez.N°
1	0.80	22290	0	1

App.	Largh.
1	5.45
2	5.45

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 ? **Calcolo**

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1:

Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

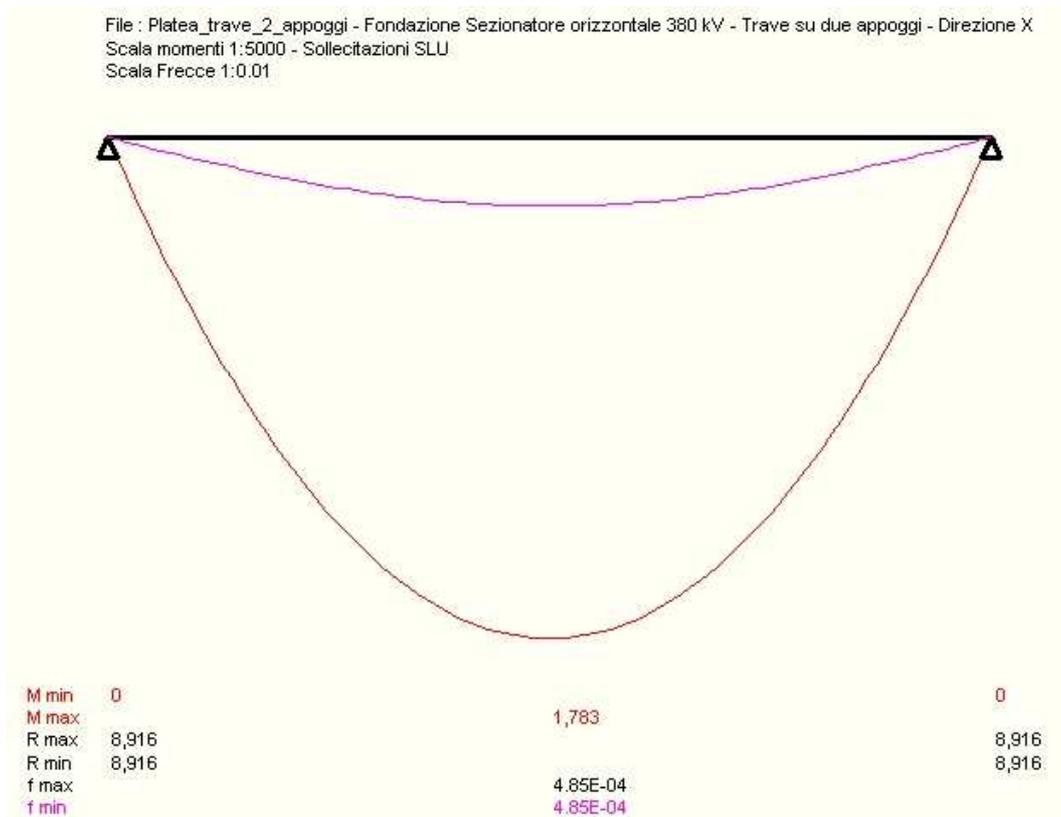
M I M ± T

DWG Esporta Blocco ?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	1,783	0.4	1,783	0.4	4.85E-04	4.85E-04
2	0		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		8,916	8,916	8,916
2	-8,916		8,916	8,916



Il momento flettente massimo è pari a 1 783 daN-m.

Valutazione momenti in Direzione Y

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

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi) : 3

Camp. N*	Luca	Perm.	Var.	Sez. N*
1	0.3	3272	0	1
2	4.2	3272	0	1
3	0.95	3272	0	1

App.	Largh.
1	0.8
2	0.8
3	0.8
4	0.8

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:

Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

M I M ± T

DWG Esporta Blocco ?

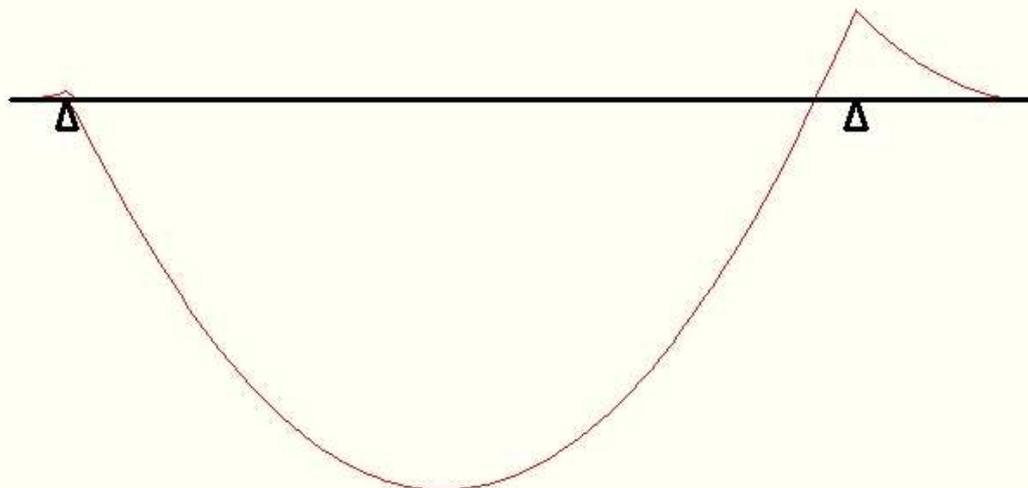
Calcolo

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0		-7.37E-02	-7.37E-02
m	0	0	0	0		
2	-147.2		-147.2			
m	6,418	2,018	6,418	2,018	3.19E-01	3.19E-01
3	-1,476		-1,476			
m	5.231E-11	0.95	5.231E-11	0.95		
4	5.231E-11		5.231E-11		-2.00E-01	-2.00E-01

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		0	0	0
2	-981.6	6,555	7,536	7,536
3	-7,188	3,108	10,296	10,296
4	0.000585		0	0

File : Platea_trave_2_appoggi-sbalzi - Fondazione Sezionatore orizzontale 380 kV - Trave su due appoggi - Direzione Y
Scala momenti 1:5000 - Sollecitazioni SLU



M min	0	-147.2			-1,476	-5.231E-11
M max		0		6,418		-5.231E-11
R max	0	7,536			10,296	0
R min	0	7,536			10,296	0

Il momento flettente massimo è pari a 6 418 daN·m.

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

- Sezione: 545 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 19 Ø10
- Armatura inferiore: 19 Ø10

Titolo : Fondazione sezionatori orizzontali 380 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	5450	300	1	1492	45
			2	1492	255

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

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

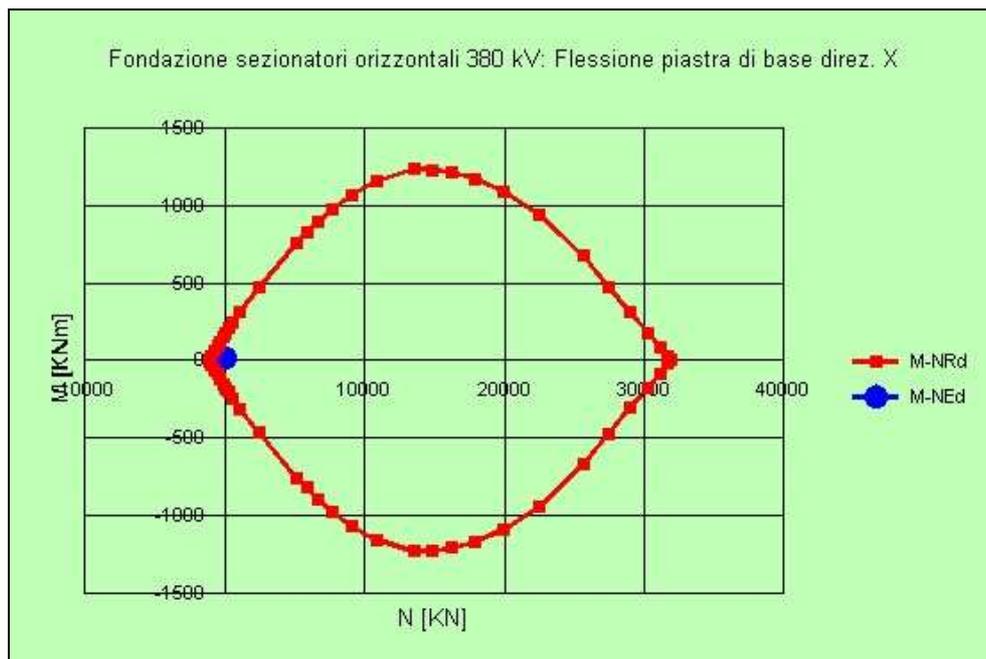
Materiali:
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

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

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Calcoli:
 M_{xRd} 168.2 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 60.39 ‰
 d 255 mm
 x 13.97 x/d 0.05479
 δ 0.7

Altri parametri:
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 17.83 kNm
 M_{yEd} 0 kNm
 N^* rett. 100
 L_0 0 mm
 Precompresso



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

- Sezione: 80 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 5 Ø14
- Armatura inferiore: 5 Ø14

Titolo: Fondazione sezionatori orizzontali 380 kV: Flessione piastra di base

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	800	300

N°	As [mm²]	d [mm]
1	770	47
2	770	253

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

Sezione C... (Visualizza diagramma della sezione)

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 64.18 kNm
M_{yEd}: 0

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

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
 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}: 76.29 kNm

σ_c : -18.81 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 20.52 ‰
d: 253 mm
x: 36.86 x/d: 0.1457
 δ : 0.7

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

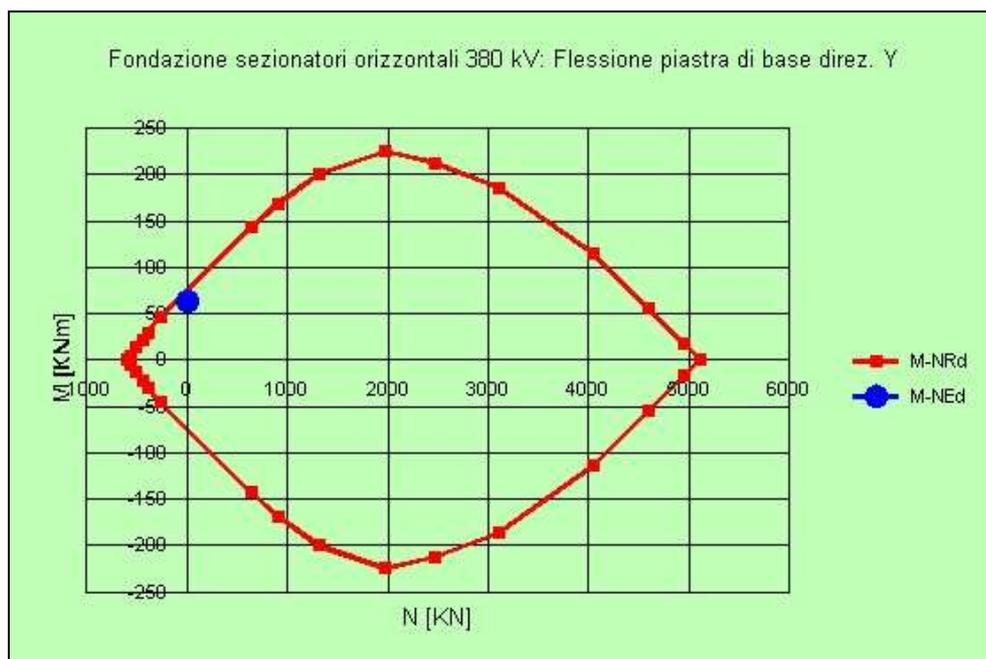
Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 mm Col. modello

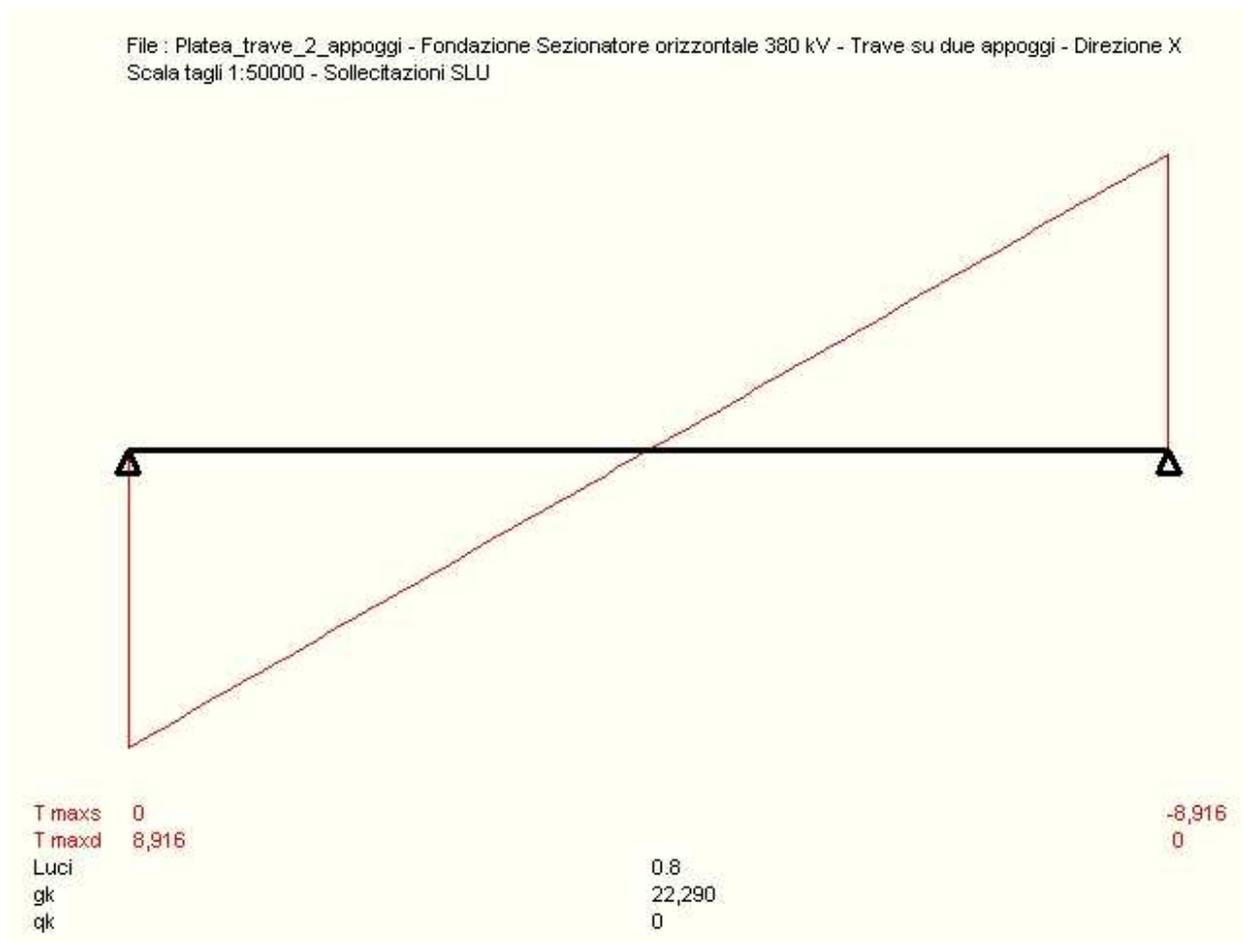
Precompresso



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

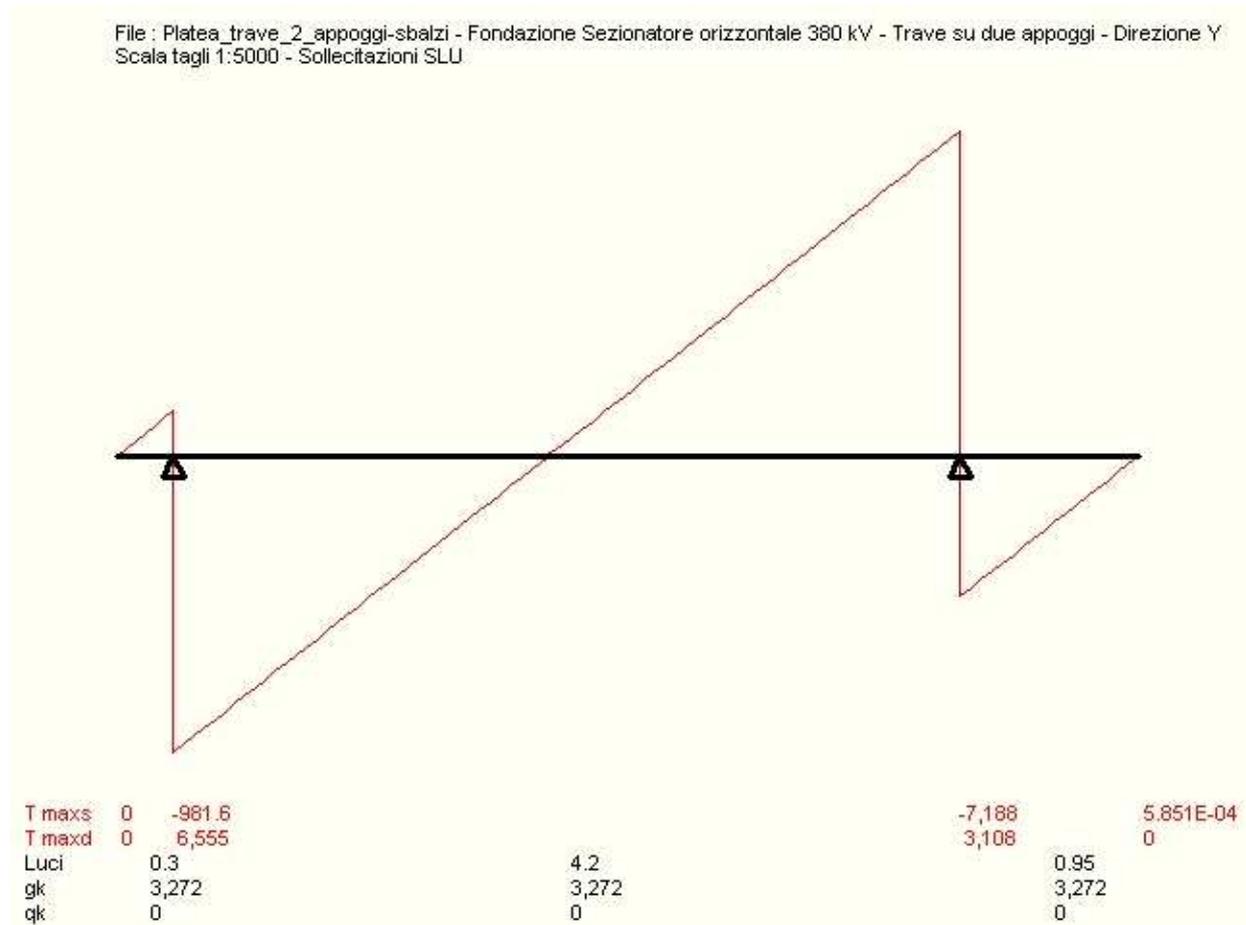
Direzione X



Il valore massimo del taglio è pari a 8 916 daN.

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

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 60\,984$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 8\,916$ daN

Direzione Y

Il valore massimo del taglio è pari a 6 555 daN.

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

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 13\ 605$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 6\ 555$ daN

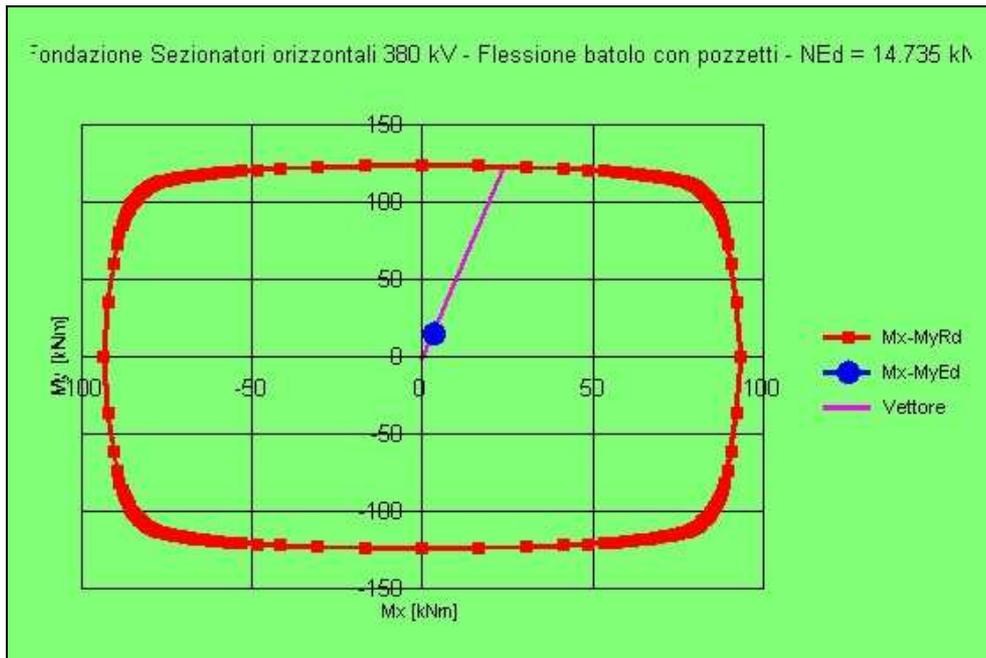
Essendo in entrambi i casi $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

7.5.3 Verifica flessionale del batolo

Si considerano i due batoli aventi rispettivamente sezioni con le seguenti caratteristiche:

Batolo con annessi pozzetti

- Sezione: 80 x 60 cm;
- Copriferro: 4 cm
- I livello armatura: 4 Ø10
- II livello armatura: 2 Ø10
- III livello armatura: 4 Ø10



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea

Titolo : Fondazione Sezionatori orizzontali 380 kV - Flessione batolo con pozzetti

N° Vertici: Zoom N° barre: Zoom

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

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

Sezione C...

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

Precompresso

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

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

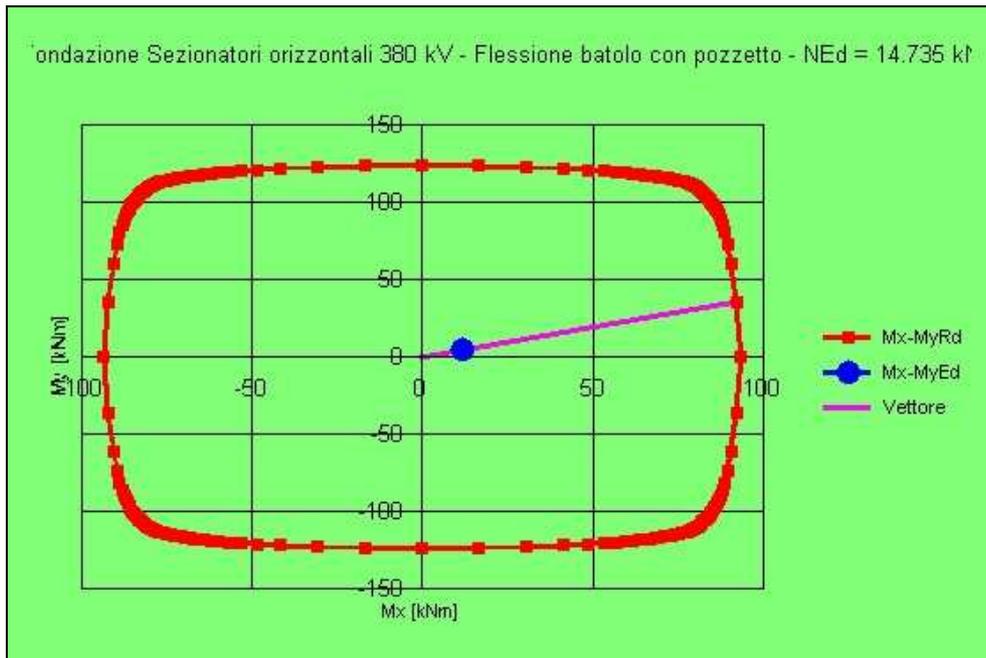
P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	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/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} kNm
 M_{yRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ



Le verifiche a presso-flessione deviata risultano soddisfatte.

Batolo singolo

Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea

Titolo : Fondazione sezionatori orizzontali 380 kV - Flessione batolo senza

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 8 **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	40	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} 12.814 kN
M_{xEd} 8.655 kNm
M_{yEd} 10.873 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 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 68.52 kN m
M_{yRd} 86.14 kN m
σ_c -18.81 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 22.54 ‰
d 81.71 cm
x 10.98 w/d 0.1344
δ 0.7

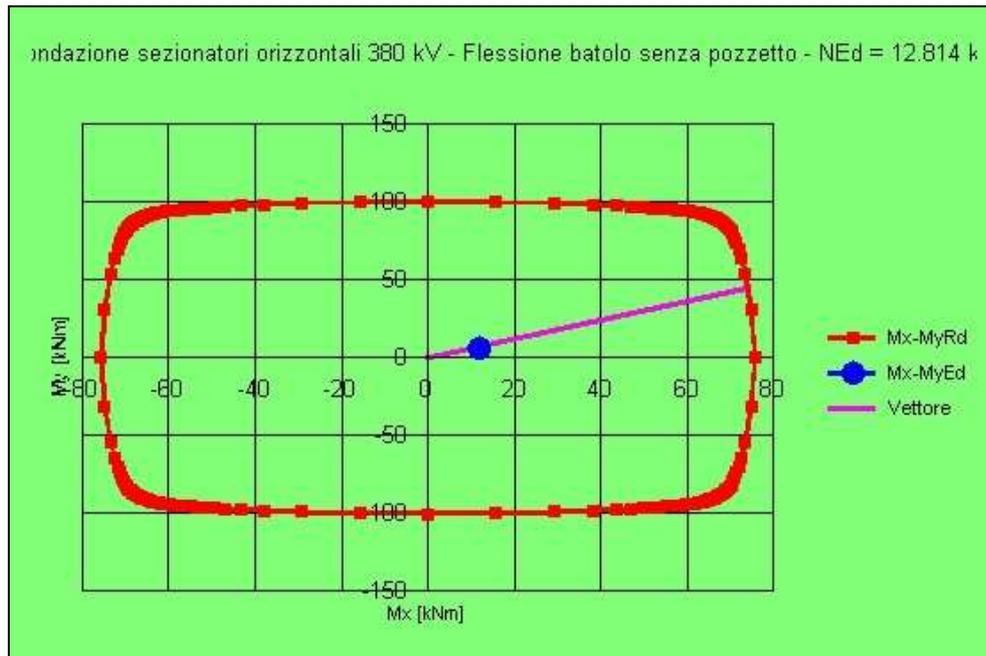
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C...
File

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° 335.62
 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), $\nu = 0,3$, $I_w = 1,89$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 6,81$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 17,96 \text{ kPa}$, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 17,96 \cdot 0,80 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 1,89 = 0,0124 \text{ m} = 1,24 \text{ cm}$$

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 4,91, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{24,90}{0,80^2 \cdot 5,45} \cdot 4,91 = 0,016$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 1,28$ cm

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{13,59}{5,45^2 \cdot 0,80} \cdot 4,91 = 0,0013$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,70$ cm

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 3,2 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 in oggetto risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel Par. 2.3 e nell'Appendice 1 del presente rapporto.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO: OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO – Scheda ING72 Rev. 00 TIPI09* Rapporto CESI A9036088: “Dimensionamento e verifica delle fondazioni: relazione metodologica”, rev. 00, dicembre 2009.
- [2] TERNA Stazioni elettriche A.T. 380 kV. *Fondazione per Sezionatori orizzontali TG12 per impiego in zone a bassa sismicità*, identificativo doc. Terna D C DS1000 U ST 00022, Rev. 00, maggio 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] Documento TERNA, “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo”, inviato via e-mail in data 11/04/2008.
- [8] Documento TERNA, “Calcolo delle sollecitazioni indotte da corto circuito – Stazioni 380 kV, Icc=50 kA”, Rev. 01, inviato via e-mail in data 17/11/2009.
- [9] 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 per basse sismicità (nuova taglia inferiore)

Questa fondazione è adeguata per:

- vento con:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione da I a V
 - $v_b = 31,1$ m/s

- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - accelerazione spettrale:
 - orizzontale al plateau $\leq 0,2070$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - verticale allo ZPA $\leq 0,0807$ g – fattore di struttura $q = 1,5$

- momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore della flangia di interfaccia Pos. 2) :
Elemento con pantografo: $\leq 2\,177$ kg m
Elemento senza pantografo: $\leq 1\,286$ kg m

- corto circuito con:
 - $I_{cc} \leq$ di 63 kA

- terreno con tensione di rottura non inferiore a $2,4$ daN/cm², peso di volume non inferiore a 1800 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 8° , in corrispondenza a coesione pari a $0,31$ daN/cm²

- livello di falda a quota inferiore al piano di posa della fondazione (**terreno non saturo**)

- calcestruzzo: classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ N/mm²)

- classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1)

- acciaio delle armature: B450C



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



Data:	27/05/2010
Progettista:	Fabrizio Gatti
Redatto:	Alessandro Cadore
Verificato:	Fabrizio Gatti
Approvato:	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	27/05/10	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 DS1000 U ST 00025 (1/5)	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 380 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS1000 U ST 00023 rev. 00 COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS1000 U ST 00025 rev. 00	

CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONI PER APPARECCHIATURE UNIPOLARI (TA-TV) TG71/1 PER IMPIEGHI IN ZONA A BASSA SISMICITA'	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS1000 U ST 00025_1	---	A4	---	01/38

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: OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO Scheda ING72 Rev. 00 TIPI09
Lotto 380 kV
Calcolo di verifica delle fondazioni per apparecchiature unipolari TA e TV TG71/1 adatte ad impiego in zone a bassa sismicità.

Ordine Contratto 3000029140 Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2009

Note AT09SRC003 – Lettera di trasmissione B0004567

PUBBLICATO B0004569 (PAD - 1336454)

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

N. pagine 37 **N. pagine fuori testo** 0

Data 27-05-2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro
B0004569 114933 ALIT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio
B0004569 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi
B0004569 77241 AFP



Mod. RISM v. 02

Indice

1	SCOPO	3
2	CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI	4
2.1	Caratteristiche dei materiali.....	4
2.2	Caratteristiche geometriche.....	5
2.3	Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione	5
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	7
3.1	Individuazione delle azioni	7
3.2	Condizione di carico di linea.....	8
3.3	Montaggio	8
3.4	Condizione di carico da vento	8
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore.....	9
3.6	Condizione di carico sismica.....	9
3.6.1	Spettro di risposta elastico.....	9
3.6.2	Spettro di progetto per lo stato limite ultimo.....	11
3.6.3	Spettri impiegati nella verifica	11
3.6.4	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	13
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	13
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	13
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	14
4	TIPO DI VERIFICA	14
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	14
5.1	Stati limite ultimi.....	14
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	15
5.1.2	Combinazioni eccezionali	15
5.1.3	Combinazioni sismiche	16
5.2	Stati limite di esercizio	16
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	17
7	CALCOLI DI VERIFICA	17
7.1	Sollecitazioni massime sulle fondazioni	17
7.2	Verifica al ribaltamento.....	24
7.3	Verifica della capacità portante.....	25
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	26
7.5	Verifica strutturale.....	28
7.5.1	Verifica flessionale della piastra di base	28
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	31
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	31
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	34
9	CONCLUSIONI	35
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	35
	APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo.....	36

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	27/05/2010	B0004569	Prima emissione

1 SCOPO

A seguito del processo di standardizzazione delle carpenterie di sostegno e delle fondazioni delle apparecchiature elettromeccaniche di sottostazione svolto nel corso del 2008 (scheda TIPI), è stato predisposto un nuovo unificato Terna, progettato sulla base delle più gravose condizioni di esercizio ed eccezionali, relativamente al sisma (periodo di ritorno 2475 anni, accelerazione di picco al suolo 0,62 g), al corto circuito (correnti di corto circuito Icc di 40 kA, 50 kA e 63 kA, rispettivamente per le taglie 150, 220 e 380 kV), al vento (velocità di riferimento di 48 m/s, altitudine di 1500 m, categoria di esposizione III), in accordo alle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC) di cui al D.M. 14/01/2008. Tale riprogettazione ha interessato le taglie 132-150 kV, 220 kV e 380 kV.

Terna ha però l'esigenza di disporre di alternative più economiche di carpenterie e fondazioni, congruenti con condizioni di esercizio ed eccezionali diverse dai massimi per i quali si è riprogettato il nuovo unificato.

L'attività ha perciò l'obiettivo di ridefinire le dimensioni delle fondazioni delle apparecchiature di stazione delle taglie 220 e 380 kV in funzione di tale esigenza, per adattare a condizioni di utilizzo non così estreme come ipotizzato in TIPI 2008.

Per ciò che riguarda l'entità dei carichi relativi al corto circuito da considerare, Terna ha richiesto di verificare le fondazioni per correnti di corto circuito Icc inferiori ai massimi considerati in TIPI 2008, indicando valori pari rispettivamente a 50 kA e 40 kA per le taglie 380 kV e 220 kV.

Nel dettaglio, si sono individuate due ulteriori taglie di fondazioni, in aggiunta a quella definita in TIPI2008:

- **Fondazione per basse sismicità (nuova taglia inferiore)**, di dimensioni geometriche simili a quelle delle fondazioni del preesistente unificato (antecedente a quello definito in TIPI2008);
- **Fondazione per medie sismicità (nuova taglia intermedia)**, di dimensioni corrispondenti a valori intermedi tra quelle del preesistente unificato e del nuovo unificato (TIPI 2008).

I criteri di definizione delle dimensioni sono stati i seguenti:

- nel caso della **fondazione per basse sismicità (nuova taglia inferiore)** sono state fissate a priori le dimensioni della piastra di base (il batolo è stato tenuto uguale alla configurazione precedente); con tali dimensioni, si sono ricercati i valori massimi di sollecitazione sismica e di vento che consentivano il rispetto della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante; le dimensioni fissate a priori coincidono, come accennato, con quelle delle fondazioni del preesistente unificato; per omogeneità ed in accordo a quanto previsto dal DM 14/01/2008 si è adeguato il valore del copriferro, portandolo dai 2 cm originari ai 4 cm attuali; per quanto concerne il corto circuito, si è verificato quale, tra i due livelli forniti da Terna, fosse compatibile, ai fini della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante, con le dimensioni prefissate;
- nel caso della **fondazione per medie sismicità (nuova taglia intermedia)** si è scelto un valore di sollecitazione sismica riscontrabile (come valore spettrale massimo) in circa il 55% dei punti griglia costituenti la copertura del territorio nazionale, secondo quanto riportato nel D.M. 14/01/2008; le dimensioni della piastra di base sono state quindi individuate sulla base del soddisfacimento della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante nei confronti del sisma;

successivamente, si è valutato il valore di velocità del vento e di intensità della corrente di corto circuito compatibili con le misure geometriche di fondazione fissate.

Si è quindi proceduto alla progettazione strutturale delle fondazioni.

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione, avente la nuova taglia inferiore, per apparecchiature unipolari della sezione 380 kV, del tipo:

- **Trasformatore di tensione (TV);**
- **Trasformatore di corrente (TA).**

Nel dettaglio, le apparecchiature, elencate da Terna, prese in considerazione sono le seguenti:

Trasformatori di tensione

- TVI 420 kV;
- TVC CPTf 420/4-A e -B;

Trasformatori di corrente

- TG 420 kV;
- TG/E 420 kV.

La verifica delle fondazioni è stata condotta in conformità ai criteri di:

- valutazione delle azioni elementari;
- combinazione delle azioni elementari;
- verifica agli stati limite ultimi;

esposti nel documento [1].

2 CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI

2.1 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 $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- 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 in classe di resistenza C12/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$).

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 [4]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

2.2 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per apparecchiature unipolari TA e TV è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Essa è costituita da una piastra di base a contatto con il terreno sulla quale è impostato un batolo, che funge da base di appoggio di un trasformatore di corrente (TA) o di un trasformatore di tensione (TV).

La piastra ha dimensioni di $1,75 \times 1,60 \times 0,3$ m; il batolo ha dimensioni $0,6 \times 0,8 \times 0,5$ m, sporge dal terreno per 0,1 m, ed è provvisto di quattro tirafondi $\varnothing 30$ mm disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm, per l'installazione delle apparecchiature. Il batolo è posizionato sulla mezzeria della piastra in direzione ortogonale alla linea, mentre in direzione parallela alla stessa ha un'eccentricità di 7,5 cm.

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 $\sigma_{\text{rott}} / R_i = 2,4 / R_i$ daN/cm².

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 in direzione X: armatura inferiore e superiore	Ferri della piastra di base in direzione Y: armatura inferiore e superiore	Ferri verticali batolo
1,080	2700	8 \varnothing 10	7 \varnothing 10	9 \varnothing 10

2.3 Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione

Le verifiche sono state effettuate nell'ipotesi di terreno con peso di volume $\gamma_t = 1800$ daN/m³ e livello di falda al di sotto del piano di fondazione.

La capacità portante delle fondazioni è stata valutata in modo parametrico considerando caratteristiche di angolo d'attrito ϕ e coesione c variabili, fino ad un valore minimo di ϕ , 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:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 (45 + \phi / 2)$$

ϕ = angolo d'attrito

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

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

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

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

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

B' = larghezza efficace della fondazione

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

L' = 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'

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

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

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

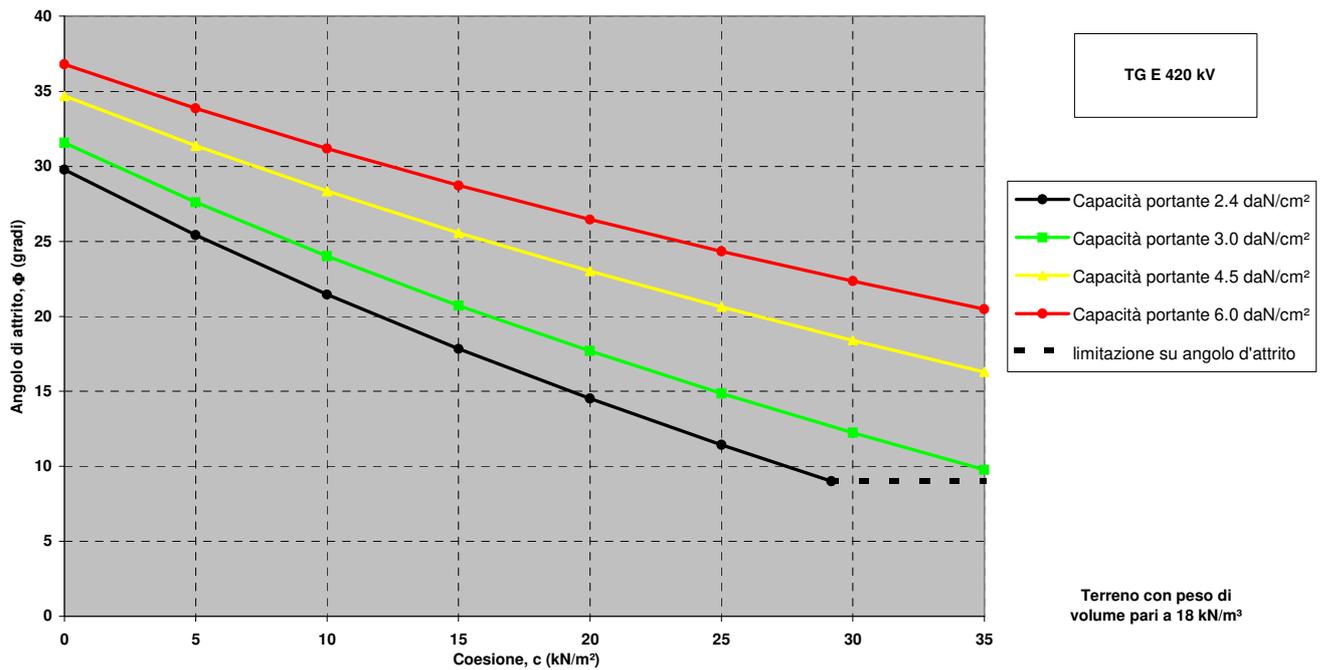
e_B = eccentricità del carico in direzione della larghezza della fondazione

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

e_L = eccentricità del carico in direzione della lunghezza della fondazione

ottenendo le seguenti curve.

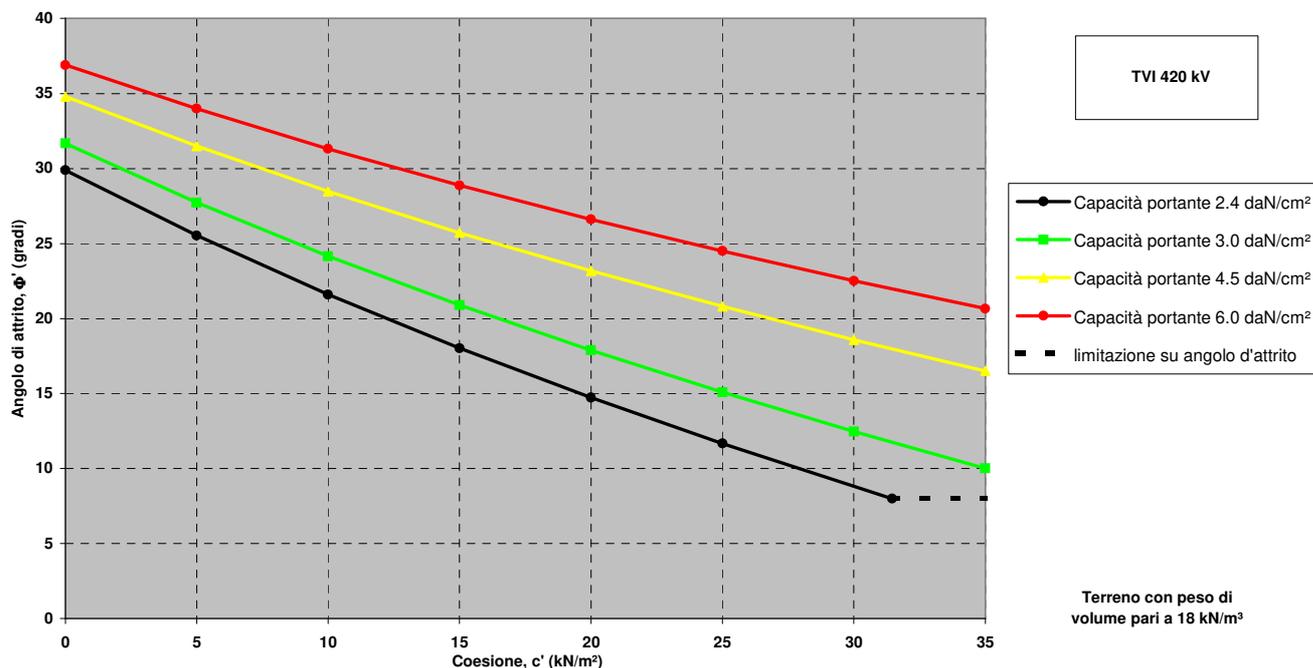
Fondazione per basse sismicità con installazione di TA



I carichi considerati per le valutazioni sono quelli relativi al trasformatore **TG/E 420 kV** ed alla combinazione di carico sismica, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 9°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,29 daN/cm².

Fondazione per basse sismicità con installazione di TV



I carichi considerati per le valutazioni sono quelli relativi al trasformatore **TVI 420 kV** ed alla combinazione di carico sismica, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 8°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,31 daN/cm².

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 appositi documenti (Rif. [7] e [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 (50 kA) [N]	Tiro composto (63 kA) [N]
TV 380 kV	280	595	480
TA 380 kV	1050	2008	1790

3.3 Montaggio

I valori dei carichi considerati sono stati stabiliti 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 I, cioè quella che considera i valori maggiori;

- 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 [8];
- 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, identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione.

Nel dettaglio la velocità del vento, v_b , considerata è stata:

- per i trasformatori di corrente (TA): 27,8 m/s;
- per i trasformatori di tensione (TV): 29,0 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

3.6.1 Spettro di risposta elastico

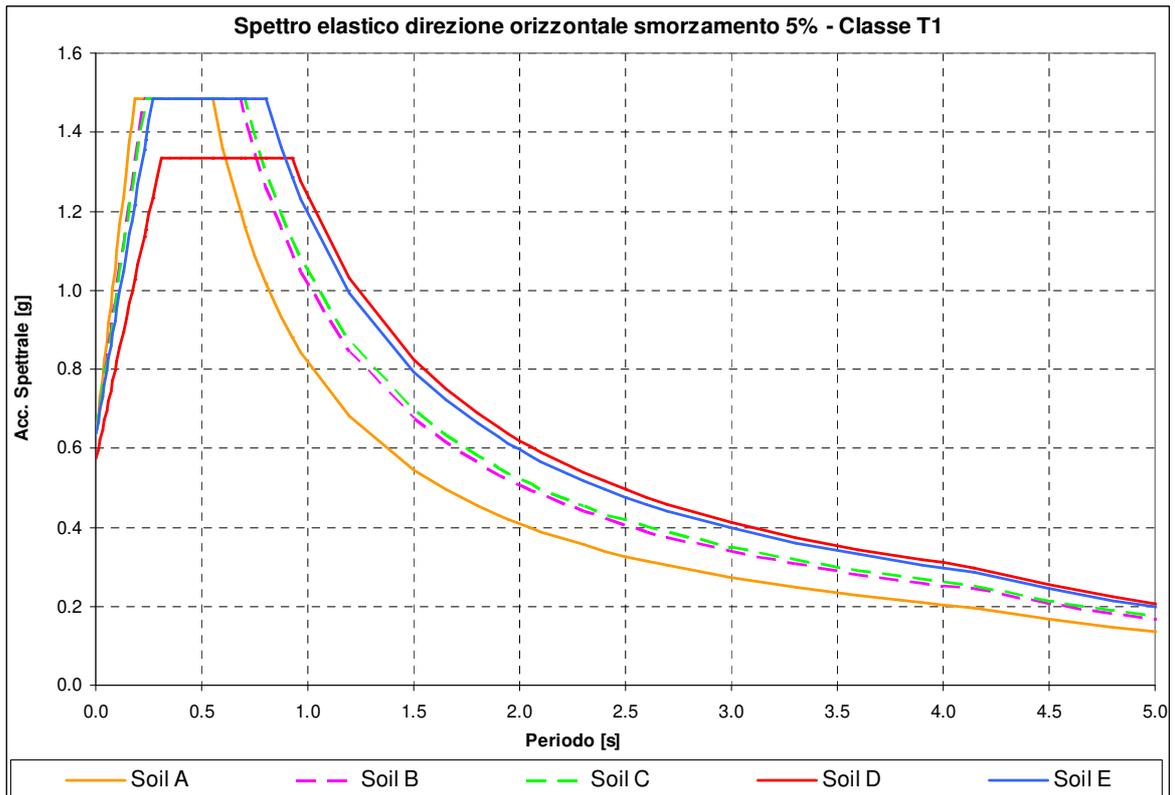
La normativa sismica (rif. [3]) prevede che l'azione sismica rappresentante il moto di un punto della superficie terrestre sia descritta da uno spettro di risposta elastico, uguale per entrambe le direzioni ortogonali orizzontali nelle quali si immagina scomposto il moto. In mancanza di studi specifici di sito, la normativa propone altresì uno spettro di risposta della componente verticale.

Nel corso delle attività svolte nel 2008 (scheda TIPI), per il dimensionamento del nuovo unificato, i valori di progetto di a_g , F_o e T_C^* , disponibili per diversi periodi di ritorno nella tabella allegata al riferimento [3] in funzione di diversi punti griglia localizzati sul territorio nazionale, sono stati scelti, in accordo con il Committente, nella zona a più alta intensità del territorio nazionale.

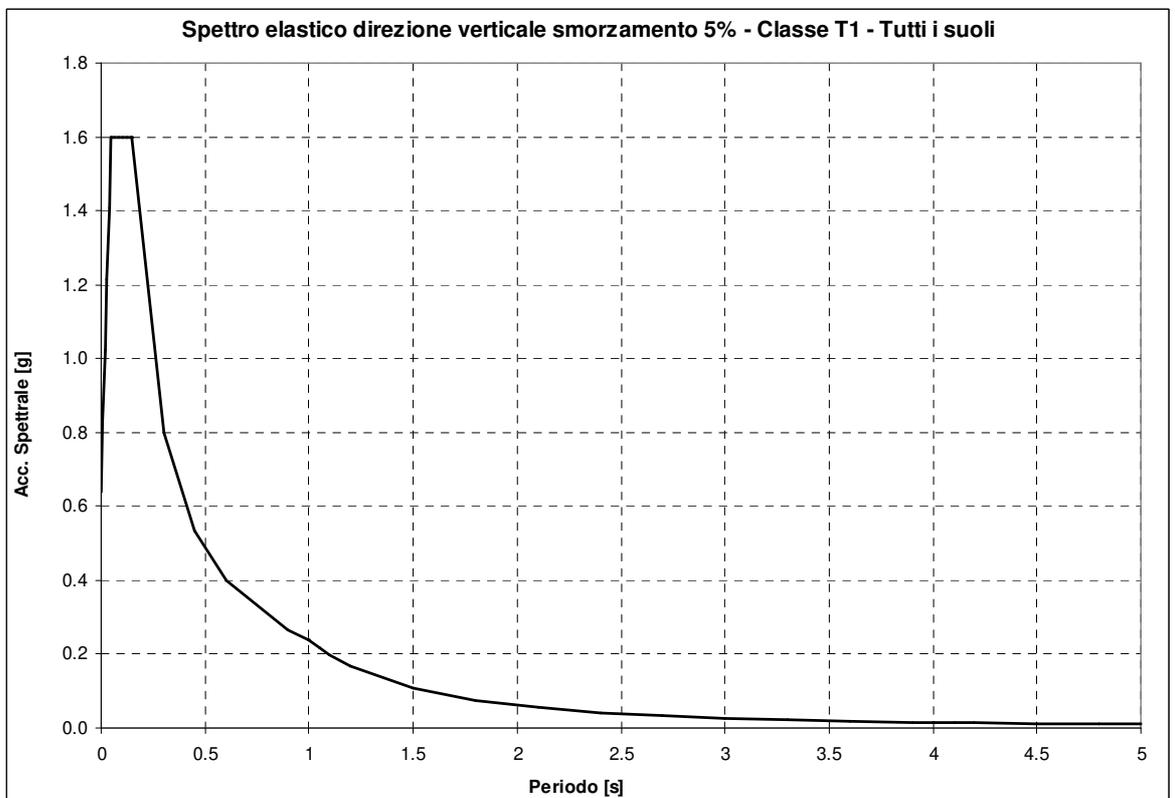
Nel diagramma sotto riportato sono rappresentati, per tutte le categorie di suolo, gli spettri relativi al periodo di ritorno di 2475¹ anni valutati nei due punti griglia (vedi tabella sottostante) a più alto valore di a_g individuati sul territorio nazionale (i due punti si trovano in Sicilia nella zona vicino a Cassaro Ferla).

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_C^* [s]
49418	14.929	37.175	6,247	2,33	0,55
49640	14.927	37.125	6,247	2,33	0,55

¹ Considerando, per le stazioni, una classe d'uso IV il periodo di ritorno di 2475 anni riporta ad una vita nominale dell'impianto di circa 130 anni.



Per quanto concerne la componente verticale, la sua forma è descritta nello spettro sotto riportato.



La necessità di installare le stesse apparecchiature e carpenterie in siti differenti, caratterizzati da condizioni del suolo e zone sismiche diverse ha reso necessario, con la vigente normativa, scegliere il periodo di ritorno più alto (2475 anni) e la classe topografica T1; poiché per la verifica si utilizza, per la direzione orizzontale, il valore del plateau dello spettro si osserva che esso è identico per tutti i suoli ad esclusione del suolo D che presenta un valore leggermente inferiore.

3.6.2 *Spettro di progetto per lo stato limite ultimo*

Le capacità dissipative della struttura possono essere tenute in conto mediante un “fattore di struttura” q , riduttivo delle forze elastiche. Tale fattore dipende dal materiale e dalle tipologie strutturali in esame.

Le componenti sia orizzontali che verticali dell’azione sismica vengono ridotte dello specifico fattore di struttura q . Le formule che descrivono gli spettri di progetto sono le stesse già definite per lo spettro elastico divise per questo fattore di struttura q .

3.6.2.1 *Fattore di struttura*

Componenti orizzontali

In base a quanto descritto nel par. 7.5.2 di [3], le strutture delle apparecchiature di stazione possono definirsi come **Struttura a mensola o a pendolo invertito**, costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.

Il fattore di struttura q è definito dalla relazione seguente (vedasi equazione 7.3.1 del par. 7.3.1 di [3]):

$$q = q_0 \cdot K_R$$

nella quale:

- q_0 dipende dalla classe di duttilità (ossia dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati);
- K_R dipende dalle caratteristiche di regolarità della costruzione (pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza).

Nel caso in esame:

- $q_0 = 2$, vedasi tabella 7.5.II, par. 7.5.2.2 di [3];
- $K_R = 1$, vedasi par. 7.3.1 di [3];

da cui ne deriva, per le componenti orizzontali, $q = 2$

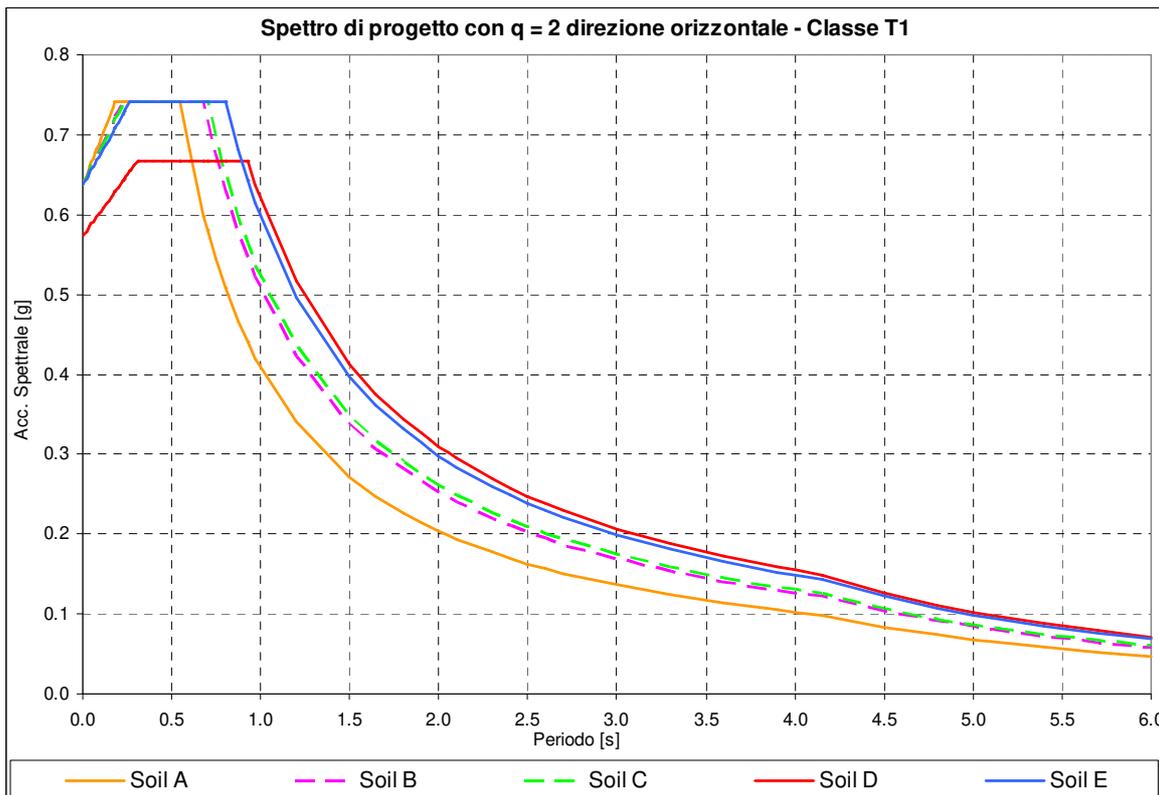
Componente verticale

Il fattore di struttura è assunto pari a 1,5 per qualsiasi materiale e tipologia strutturale (vedasi par. 7.3.1 di [3]).

3.6.3 *Spettri impiegati nella verifica*

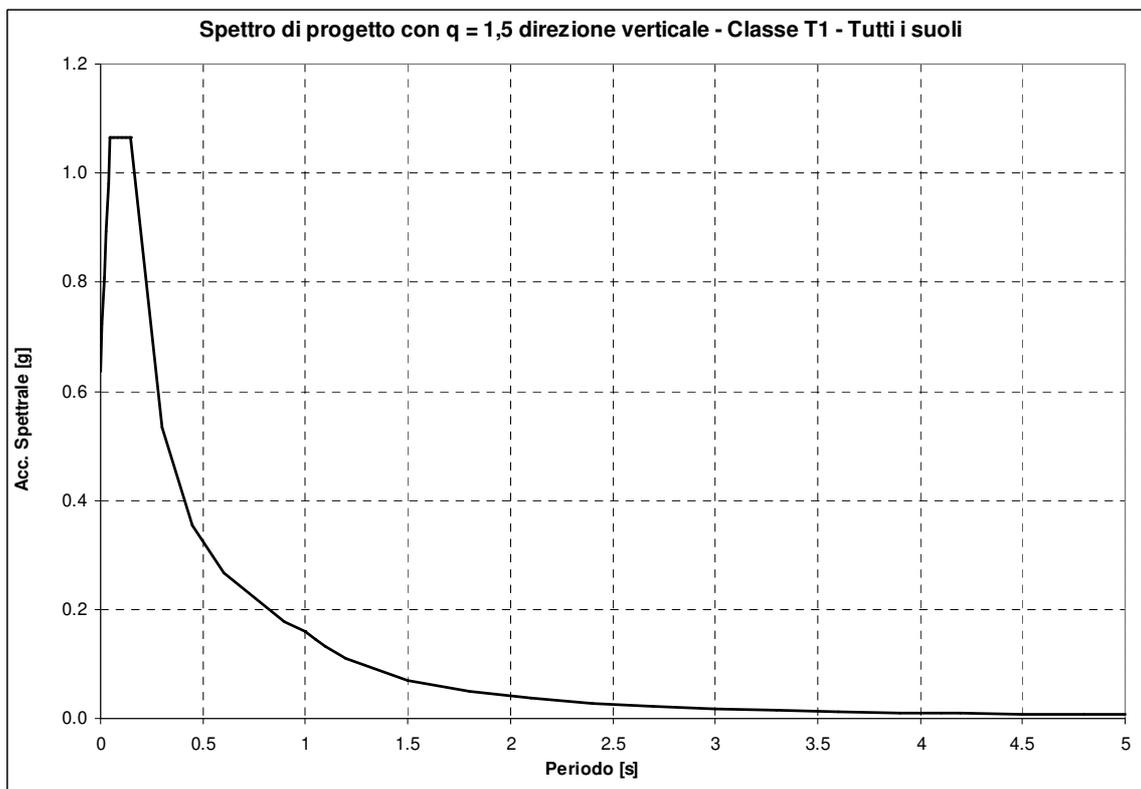
3.6.3.1 *Componenti orizzontali*

Il diagramma che segue 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 (rispetto allo spettro elastico nelle formule si sostituisce η con $1/q$).



3.6.3.2 Componente verticale

Il diagramma che segue 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 $1/q$).



In particolare, la fondazione oggetto del presente rapporto per soddisfare le verifiche agli S.L.U. ha richiesto di adottare un'intensità sismica massima diversa per ogni apparecchiatura, i valori di riferimento sono i seguenti:

Trasformatori di corrente (TA)

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_c^* [s]	Plateau orizzontale di progetto [g/10]	ZPA verticale di progetto [g/10]
30742	13,157	41,384	1,074	3,00	0,54	2,900	1,074

Trasformatori di tensione (TV)

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_c^* [s]	Plateau orizzontale di progetto [g/10]	ZPA verticale di progetto [g/10]
30963	13,091	41,334	0,942	3,09	0,56	2,620	0,942

I valori del plateau presenti nelle tabelle sopra riportate sono stati calcolati per tutti i punti griglia indicati per un suolo tipo D, in quanto questo suolo dà un valore di plateau superiore a tutte le altre tipologie di suolo.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; tuttavia, 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 stati comunicati da Terna; i relativi valori sono tratti dai rif. [7] e [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 [7] e [8], 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'apparechiatura 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 derivano da un calcolo eseguito da Terna per una corrente di corto circuito pari a 63 kA e 50 kA ([7] e [8]). Gli effetti di corto circuito sono stati inoltre calcolati nelle condizioni di tiro iniziale più gravose tra quelle previste nel rif. [6], ossia -20 °C per il "pinch" e lo "swing" e +60 °C per il "drop". I valori comunicati da Terna per le apparecchiature in esame, con le relative direzioni di applicazione, sono i seguenti:

I_{cc} = 63 kA (Rif. [7])

Apparecchiatura	Swing [N] X	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
			Z	Y
TV 380 Kv	1380	7640	3350	8213
TA 380 kV	5540	10280	5416	13278

I_{cc} = 50 kA (Rif. [8])

Apparecchiatura	Swing [N] X	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
			Z	Y
TV 380 Kv	346	9920	2740	6720
TA 380 kV	2110	10480	4310	10570

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

La corrente di corto circuito di riferimento per le verifiche delle fondazioni è stata identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione; è stato perciò adottato per ogni diversa fondazione il valore tra i due definiti (63 o 50 kA) che permettesse una verifica positiva.

Nel dettaglio l'I_{cc} considerata è stata pari a:

- per i trasformatori di corrente (TA): 50 kA;
- per i trasformatori di tensione (TV): 63 kA.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; tuttavia, 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 del trasformatore 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;

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. [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] Par. 6.4.2.2), 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 seguito vengono esposte le verifiche sulle fondazioni, citate al Paragrafo 6, nei confronti delle combinazioni di carico più penalizzanti per ogni singola verifica/apparecchiatura installata.

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 verificano a flessione retta le due sporgenze rispetto al batolo nelle direzioni X (trasversale alla linea) e Y (longitudinale), calcolando i momenti flettenti nell'ipotesi di incastro ed assumendo che la forza di reazione dovuta alla pressione del terreno sia pari al valore massimo calcolato, diminuito del peso della sporgenza stessa, comprensivo di sovraccarico del terreno, e sia uniformemente distribuita sull'area della sporgenza stessa;
- si verificano a taglio le sezioni d'incastro delle due sporgenze in X e Y;
- 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 sulle fondazioni

Per la verifica delle fondazioni si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alle stesse:

- 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.

Le tabelle che seguono riportano, per ogni fondazione/apparecchiatura e per ogni condizione di sollecitazione massima, i valori di M_x , M_y , T_x , T_y e N agenti sul sostegno metallico esaminato; tali valori sono le sollecitazioni applicate dalla struttura di supporto dell'apparecchiatura alla base superiore del batolo.

Fondazione per basse sismicità con installazione di TA

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 alla combinazione sismica o alle combinazioni fondamentali SLU EQU, A2-M2-R2 e A1-M1-R3 a seconda delle verifiche considerate.

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]
TA 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	3029	616	909	185	-1681
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	909	185	3029	616	-1681
	Minima azione assiale	Sismica	909	185	909	185	-1549

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]
TA 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	2843	663	1481	308	-1564
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1856	458	2468	513	-1564
	Minima azione assiale	EQU	1856	458	1481	308	-1564

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]
TA 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A2-M2-R2	2464	575	1481	308	-1737
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A2-M2-R2	1806	438	2139	445	-1737
	Minima azione assiale	A2-M2-R2	1806	438	1481	308	-1737

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]
TA 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3	2843	663	1481	308	-2258
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3	1856	458	2468	513	-2258
	Minima azione assiale	A1-M1-R3	1856	458	1481	308	-2258

Fondazione per basse sismicità con installazione di TV

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 alla combinazione sismica o alle combinazioni fondamentali SLU A2-M2-R2 e A1-M1-R3 a seconda delle verifiche considerate.

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]
TV 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	3254	682	976	205	-2069
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	976	205	3254	682	-2069
	Minima azione assiale	Sismica	976	205	976	205	-1927

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]
TV 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A2-M2-R2	2468	601	1483	326	-2130
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A2-M2-R2	1808	456	2143	471	-2130
	Minima azione assiale	A2-M2-R2	1808	456	1483	326	-2130

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]
TV 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3	2847	694	1483	326	-2769
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3	1858	476	2472	544	-2769
	Minima azione assiale	A1-M1-R3	1858	476	1483	326	-2769

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

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

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 presa al 30% nelle condizioni di sollecitazione di momento massimo attorno ai due assi orizzontali ed al 100% nella condizione di sollecitazione di minima azione assiale.

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

Nella valutazione del peso P sono stati applicati i coefficienti parziali per le azioni relativi alla combinazione di carico utilizzata. È stato inoltre trascurato il peso dei setti di calcestruzzo costituenti il pozzetto.

I carichi risultanti, utilizzati per la verifica della fondazione, definiti secondo gli assi X e Y sono riportati di seguito.

Fondazione per basse sismicità con installazione di TA

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]
TA 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	3178	616	1057	185	-5545
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	713	185	3522	616	-5545
	Minima azione assiale	Sismica	740	185	1057	185	-5107-

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]
TA 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	3054	663	1727	308	-5160
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1902	458	2878	513	-5160
	Minima azione assiale	EQU	1902	458	1727	308	-5160

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]
TA 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A2-M2-R2	2568	575	1727	308	-5733
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A2-M2-R2	1801	438	2495	445	-5733
	Minima azione assiale	A2-M2-R2	1801	438	1727	308	-5733

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]
TA 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3	2911	663	1727	308	-7453
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3	1760	458	2878	513	-7453
	Minima azione assiale	A1-M1-R3	1760	458	1727	308	-7453

Fondazione per basse sismicità con installazione di TV

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]
TV 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	3426	682	1140	205	-5950
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	766	205	3800	682	-5950
	Minima azione assiale	Sismica	792	205	1140	205	-5539

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]
TV 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A2-M2-R2	2564	601	1744	326	-6126
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A2-M2-R2	1789	456	2520	471	-6126
	Minima azione assiale	A2-M2-R2	1789	456	1744	326	-6126

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]
TV 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3	2902	694	1744	326	-7963
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3	1739	476	2907	544	-7963
	Minima azione assiale	A1-M1-R3	1739	476	1744	326	-7963

Nelle tabelle che seguono si riassumono le caratteristiche geometriche salienti delle fondazioni, nonché le caratteristiche del calcestruzzo e del terreno, necessarie per le successive verifiche.

Fondazione per basse sismicità con installazione di TA

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	9
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.157
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.29
Peso volume terreno, γ_t [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	--
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	--
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{clz} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{clz} [daN/m ³]	--
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX [cm]	160
Lato maggiore piastra, BY [cm]	175
Lato batolo in direzione X, b [cm]	80
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l' [cm]	125
Lato batolo in direzione Y senza pozzetto, l [cm]	60
Eccentricità batolo, e_{BY} [cm]	7.5
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

Fondazione per basse sismicità con installazione di TV

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	8
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.140
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.31
Peso volume terreno, γ_t [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	--
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	--
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{clz} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{clz} [daN/m ³]	--
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX [cm]	160
Lato maggiore piastra, BY [cm]	175
Lato batolo in direzione X, b [cm]	80
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l' [cm]	125
Lato batolo in direzione Y senza pozzetto, l [cm]	60
Eccentricità batolo, e_{BY} [cm]	8
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.

Nelle verifiche 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.

Fondazione per basse sismicità con installazione di TA

Combinazione sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	3,178	713	740
M stab X [daNm]	4,852	4,852	4,469
$\mu_{rib X} [-]$	1.53	6.81	6.04
$\mu_{rib X} > 1 ?$	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	1,057	3,522	1,057
M stab Y [daNm]	4,436	4,436	4,086
$\mu_{rib Y} [-]$	4.20	1.26	3.87
$\mu_{rib Y} > 1 ?$	SI	SI	SI

Combinazione fondamentale SLU EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	3,054	1,902	1,902
M stab X' [daNm]	4,515	4,515	4,515
$\mu_{rib X'} [-]$	1.48	2.37	2.37
$\mu_{rib X'} > 1 ?$	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	1,727	2,878	1,727
M stab Y' [daNm]	4,128	4,128	4,128
$\mu_{rib Y'} [-]$	2.39	1.43	2.39
$\mu_{rib Y'} > 1 ?$	SI	SI	SI

Fondazione per basse sismicità con installazione di TV

Combinazione sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	3,426	766	792
M stab X [daNm]	5,206	5,206	4,847
$\mu_{rib X} [-]$	1.52	6.79	6.12
$\mu_{rib X} > 1 ?$	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	1,140	3,800	1,140
M stab Y [daNm]	4,760	4,760	4,431
$\mu_{rib Y} [-]$	4.18	1.25	3.89
$\mu_{rib Y} > 1 ?$	SI	SI	SI

Le verifiche a ribaltamento attorno ai due assi ortogonali della fondazione X e Y risultano soddisfatte con installazione di entrambe le apparecchiature.

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.

Fondazione per basse sismicità con installazione di TA

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

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.39	0.24	0.24
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.23	0.39	0.23
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.223	0.135	0.135
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.145	0.241	0.145
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	28,000		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.741	3.878	2.794
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	1.00	1.03	0.74
$\sigma_{\text{rott terr}} / \sigma_t$	2.41	2.32	3.23
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	SI	SI	SI

Combinazione Sismica (massima σ_{terreno})

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.57	0.13	0.14
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.19	0.64	0.21
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.327	0.073	0.083
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.119	0.397	0.129
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	28,000		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	5.543	8.082	2.285
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	1.10	1.60	0.42
$\sigma_{\text{rott terr}} / \sigma_t$	2.19	1.50	5.76
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

Fondazione per basse sismicità con installazione di TV

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

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.36	0.22	0.22
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.22	0.37	0.22
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.208	0.125	0.125
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.137	0.228	0.137
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	28,000		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.458	3.576	2.644
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	0.98	1.02	0.75
$\sigma_{\text{rott terr}} / \sigma_t$	2.44	2.36	3.79
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	SI	SI	SI

Combinazione Sismica (massima σ_{terreno})

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.58	0.13	0.14
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.19	0.64	0.21
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.329	0.074	0.082
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.120	0.399	0.129
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	28,000		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	5.608	8.243	2.274
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	1.19	1.75	0.45
$\sigma_{\text{rott terr}} / \sigma_t$	2.07	1.37	5.34
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

Le verifiche di capacità portante del terreno di fondazione risultano soddisfatte.

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.

Nelle verifiche 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.

Fondazione per basse sismicità con installazione di TA

Combinazione Sismica

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]	878	878	809
μ sic X [-]	4.75	1.43	4.38
mu sic X > 1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	878	878	809
μ sic Y [-]	1.43	4.75	4.38
mu sic Y > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione fondamentale 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]	726	726	726
μ sic X [-]	2.36	1.63	2.36
mu sic X > 1.1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	726	726	726
μ sic Y [-]	1.26	1.66	1.66
mu sic Y > 1.1 ?	SI	SI	SI

Fondazione per basse sismicità con installazione di TV

Combinazione sismica

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]	836	836	778
μ sic X [-]	4.08	1.23	3.80
mu sic X > 1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	836	836	778
μ sic Y [-]	1.23	4.08	3.80
mu sic Y > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione fondamentale 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]	689	689	689
μ sic X [-]	2.11	1.46	2.11
mu sic X > 1.1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	689	689	689
μ sic Y [-]	1.15	1.51	1.51
mu sic Y > 1.1 ?	SI	SI	SI

Le verifiche di scorrimento sul piano di posa delle fondazioni risultano soddisfatte.

7.5 Verifica strutturale

Lo schema strutturale adottato per la verifica delle sporgenze della base delle fondazioni rispetto al batolo è quello di trave incastrata ad un'estremità, di luce pari alle dimensioni della sporgenza stessa:

- 0,40 m in direzione X;
- 0,50 m in direzione Y;

di spessore pari a quello della piastra di fondazione (0,30 m) e di larghezza pari alla piastra, ovvero:

- 1,75 m in direzione Y e 1,60 m in direzione X.

La trave si considera uniformemente caricata 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; a tal proposito si mette in evidenza che il peso del calcestruzzo della struttura costituente il pozzetto è superiore al peso del terreno in corrispondenza del lato opposto del batolo;
- dal peso della piastra di fondazione stessa; il carico agisce dall'alto verso il basso;
- dalla reazione del terreno, assunta, in sicurezza, corrispondente alla pressione massima agente sulla superficie di base della trave.

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.

La verifica delle sezioni in calcestruzzo armato è stata eseguita utilizzando il programma VcaSlu ver. 7.5 del 16/6/2009, sviluppato 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 piastra di base

Si è proceduto alla verifica del dimensionamento nel caso più sfavorevole tra quelli analizzati (TV 380 kV).

La tensione massima trasmessa al terreno è pari a 1,75 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

in direzione X

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 1800 \times 10^{-6} \times 40 \times 175 = 12,60 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 2500 \times 10^{-6} \times 30 \times 175 = 13,125 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 1,75 \times 175 = 306,25 \text{ daN/cm}$.

in direzione Y

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 1800 \times 10^{-6} \times 40 \times 160 = 11,52 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 2500 \times 10^{-6} \times 30 \times 160 = 12,00 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 1,75 \times 160 = 280,00 \text{ daN/cm}$.

Il momento flettente massimo è quindi:

- in direzione X: $(306,25 - 12,60 - 13,125) / 100 \times 40^2 / 2 = 2\,244 \text{ daN}\cdot\text{m}$;
- in direzione Y: $(280,00 - 11,52 - 12,00) / 100 \times 50^2 / 2 = 3\,206 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

Si considerano due sezioni con le seguenti caratteristiche:

in direzione X

- Sezione: 175 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm;
- Armatura superiore: 8 Ø10;
- Armatura inferiore: 8 Ø10;

in direzione Y

- Sezione: 160 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm;
- Armatura superiore: 7 Ø10;
- Armatura inferiore: 7 Ø10;

e le si verificano nei confronti del rispettivo valore di momento calcolato.

Direzione X

Titolo : Fondazione trasformatori TV-TA 380 kV bassa sismicità - Direzione

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1750	300	1	628	45
			2	628	255

Sollecitazioni

S.L.U. kN

Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d mm

x x/d δ

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="18.81"/>
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="12.25"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0.7333"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="2.114"/>

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

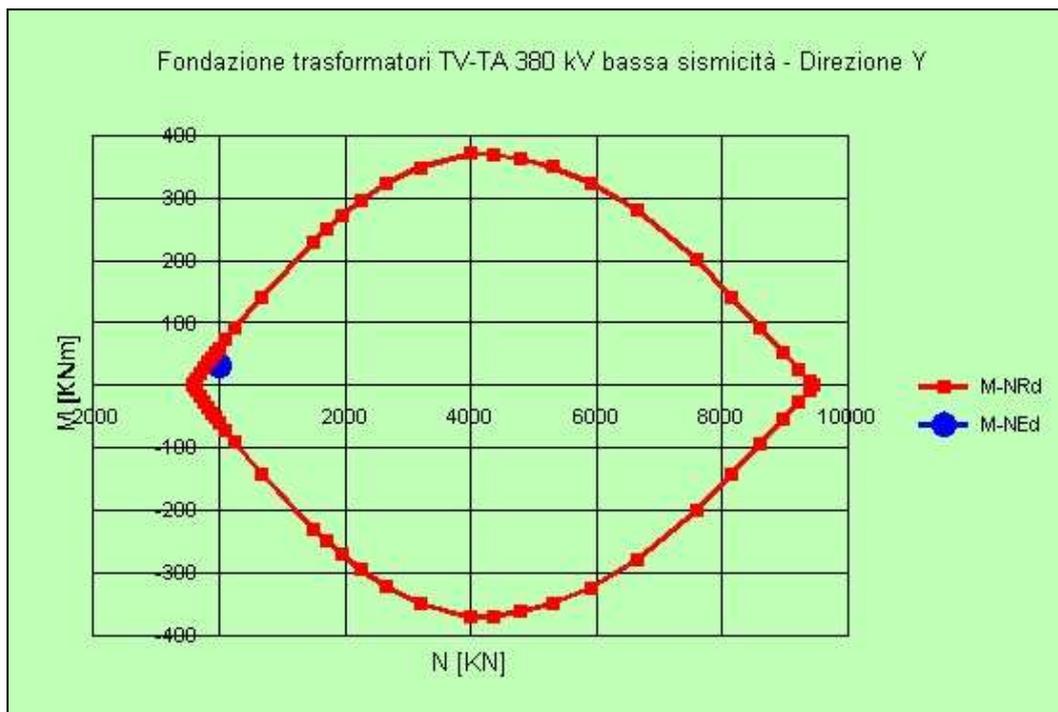
Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 mm Col. modello

Precompresso



Essendo i momenti sollecitanti, M_{xSd} M_{ySd} , inferiori ai momenti resistenti, M_{xRd} e M_{yRd} , la verifica a flessione risulta soddisfatta.

7.5.2 Verifica a taglio della piastra di base

Il valore massimo del taglio è pari a:

- in direzione X: $(306,25 - 12,60 - 13,125) \times 40,0 = 11\,221$ daN;
- in direzione Y: $(280,00 - 11,52 - 12,00) \times 50,0 = 12\,824$ daN.

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

direzione X

- Resistenza taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 21\,433$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 11\,221$ daN

direzione Y

- Resistenza a taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 19\,311$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 12\,824$ daN

Essendo, in entrambe le direzioni, $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

7.5.3 Verifica flessionale del batolo

Il batolo ha una 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: 3 $\varnothing 10$

A favore di sicurezza, si considerano solamente le sollecitazioni trasmesse dalla struttura fuori terra sovrastante il batolo ed il peso proprio del batolo, trascurando eventuali effetti globalmente favorevoli dovuti a spinta attiva e passiva.

Nelle figure che seguono sono riportate le verifiche con combinazione Sismica, la più penalizzante per la struttura, nei casi di massimo momento attorno ad un asse parallelo e trasversale alla linea.

Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea

Titolo : Fondazione trasformatori TV-TA 380 kV Bassa sismicità - Flessione

N* Vertici 4 **Zoom** **N* barre** 9 **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	40	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	75.5	30

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

N_{Ed} 26.51 **0** kN
M_{xEd} 8.739 **0** kNm
M_{yEd} 35.954 **0**

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

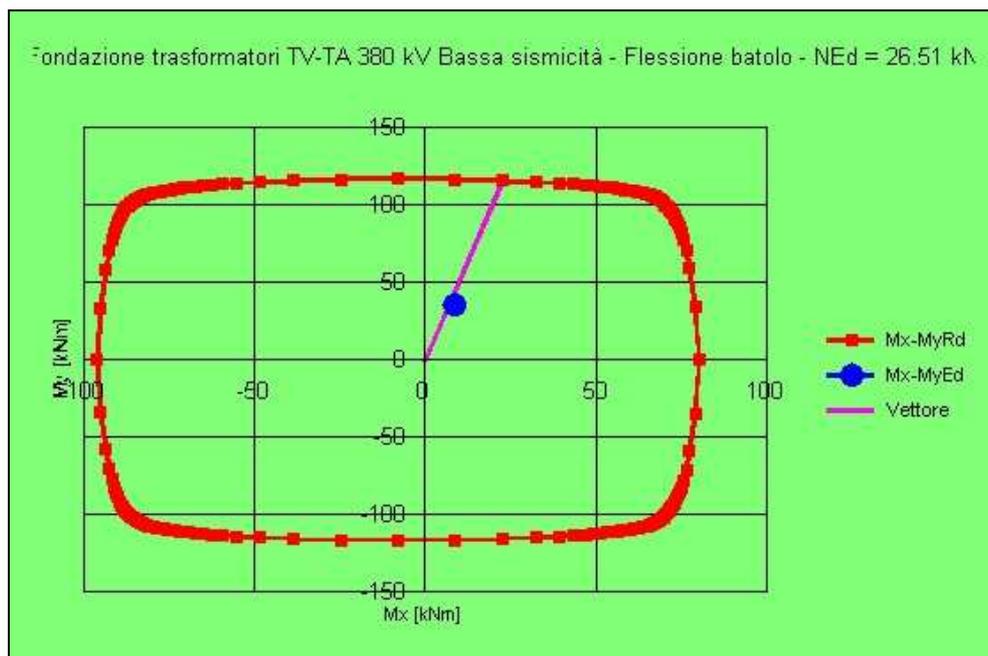
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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} 22.72 kN m
M_{yRd} 115.8 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 50.38 ‰
d 78.97 cm
x 5.13 w/d 0.06496
 δ 0.7

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

Sezione C...
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° 273.75
 Precompresso



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea

Titolo : Fondazione trasformatori TV-TA 380 kV Bassa sismicità - Flessione

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 9 **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	40	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	75.5	30

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

Sezione C...

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

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

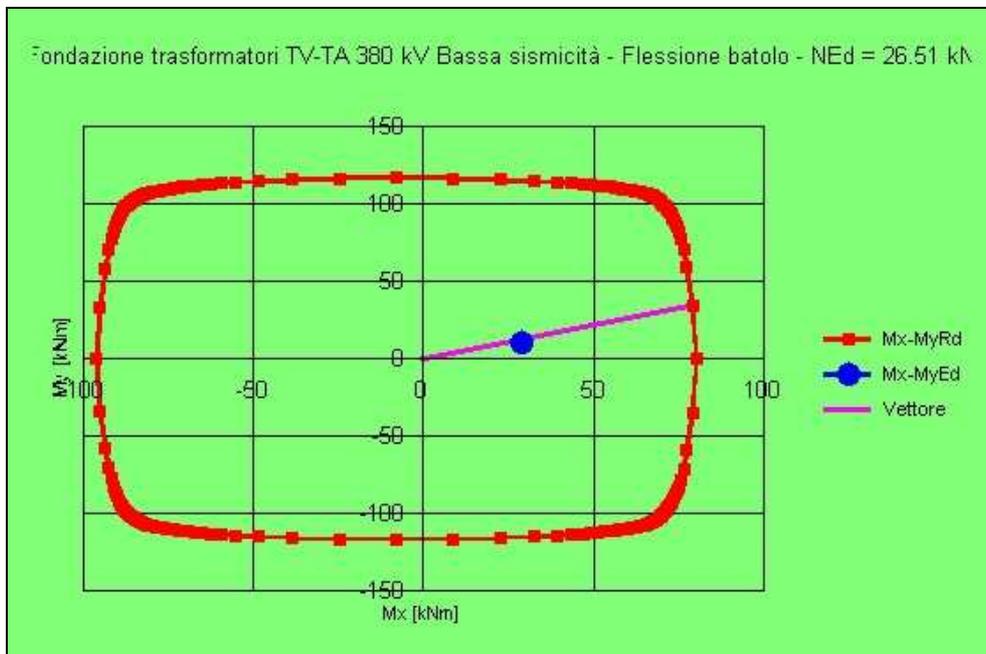
angolo asse neutro θ° 358.12

Precompresso

Materiali:

Proprietà	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} 79.1 kNm
M_{yRd} 34.52 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 49.06 ‰
d 57.94 cm
x 3.859 **x/d** 0.0666
 δ 0.7



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).

Si verifica 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 espressioni che seguono.

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 rigidità.

Il valore calcolato è da intendersi come il cedimento medio della fondazione soggetta a carico verticale e baricentrico per l'apparecchiatura TV che presenta il cedimento maggiore.

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 (Bowles 1982).

Si riportano nel seguito le valutazioni per la fondazione considerata, nel caso di installazione dell'apparecchiatura che provoca i maggiori spostamenti (TV).

Nell'ipotesi di $E' = 2$ MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 0,87$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1,09$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 21,25$ kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 21,25 \cdot 1,6 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 0,87 = 0,0134 \text{ m} = 1,34 \text{ cm}$$

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{38,00}{1,60^2 \cdot 1,75} \cdot 4,22 = 0,0049$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 2,61$ cm

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan\theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{7,66}{1,75^2 \cdot 1,60} \cdot 4,22 = 0,0030$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 0,53 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 4,5 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 in oggetto risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel Par. 2.3 e nell'Appendice 1 del presente rapporto.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO: OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO – Scheda ING72 Rev. 00 TIPI09* Rapporto CESI A9036088: “Dimensionamento e verifica delle fondazioni: relazione metodologica”, rev. 00, dicembre 2009.
- [2] *TERNA Stazioni elettriche A.T. 380 kV. Fondazione per apparecchiature unipolari TG71/1 per impiego in zone a bassa sismicità*, Rev. 00, maggio 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] Documento TERNA, “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo”, inviato via e-mail in data 11/04/2008.
- [8] Documento TERNA, “Calcolo delle sollecitazioni indotte da corto circuito – Stazioni 380 kV, Icc=50 kA”, Rev. 01, inviato via e-mail in data 17/11/2009.
- [9] 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 per basse sismicità (nuova taglia inferiore)

Questa fondazione delle apparecchiature TA e TV è adeguata per:

- vento con:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione da I a V
 - $v_b = 27,8$ m/s nel caso di apparecchiatura TA
 - $v_b = 29,0$ m/s nel caso di apparecchiatura TV
- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - nel caso di apparecchiatura TA**
 - accelerazione spettrale:
 - orizzontale al plateau $\leq 0,2900$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - verticale allo ZPA $\leq 0,1074$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
 - nel caso di apparecchiatura TV**
 - accelerazione spettrale:
 - orizzontale al plateau $\leq 0,2620$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - verticale allo ZPA $\leq 0,0942$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
 - momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore della flangia di interfaccia Pos. 2):
 - ≤ 4616 kgm **nel caso di apparecchiatura TA**
 - ≤ 5263 kgm **nel caso di apparecchiatura TV**
 - corto circuito con:
 - $I_{cc} \leq a$ 50 kA **nel caso di apparecchiatura TA**
 - $I_{cc} \leq a$ 63 kA **nel caso di apparecchiatura TV**
 - terreno con tensione di rottura non inferiore a $2,4$ daN/cm², peso di volume non inferiore a 1800 daN/m³, angolo d'attrito minimo:
 - di 9°, in corrispondenza a coesione pari a $0,29$ daN/cm² **nel caso di apparecchiatura TA**
 - di 8°, in corrispondenza a coesione pari a $0,31$ daN/cm² **nel caso di apparecchiatura TV**
 - livello di falda a quota inferiore al piano di posa della fondazione (**terreno non saturo**)
 - calcestruzzo: classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ N/mm²)
 - classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1)
 - acciaio delle armature: B450C



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

<i>Data:</i>	27/05/2010
<i>Progettista:</i>	Fabrizio Galli
<i>Redatto:</i>	Alessandro Cadore
<i>Verificato:</i>	Fabrizio Galli
<i>Approvato:</i>	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	27/05/10	Prima emissione	M. Amoretti	V. Iuliani	E. Di Bartolomeo
	N.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO	
Relazione di calcolo	R C DS1000 U ST 00025 (2/5)	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 380 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS1000 U ST 00023 rev. 00 CONSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS1000 U ST 00025 rev. 00	

CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONI PER APPARECCHIATURE UNIPOLARI (ISOLATORE-SCARICATORE) TG71/2 PER IMPIEGHI IN ZONA A BASSA SISMICITA'	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS1000 U ST 00025_2	---	A4	---	01/36

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: OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO Scheda ING72 Rev. 00 TIPI09
Lotto 380 kV
Calcolo di verifica delle fondazioni per Isolatore e Scaricatore TG71/2 adatte ad impiego in zone a bassa sismicità.

Ordine Contratto 3000029140 Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2009

Note Rev. 00 – Lettera di trasmissione B0004567

PUBBLICATO B0004571 (PAD - 1337619)

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

N. pagine 35 **N. pagine fuori testo** 0

Data 27-05-2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro
B0004571 114933 ALT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio
B0004571 114963 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi
B0004571 777241 AFP



Mod. RISM v. 02

Indice

1	SCOPO	3
2	CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI	4
2.1	Caratteristiche dei materiali.....	4
2.2	Caratteristiche geometriche.....	5
2.3	Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione	5
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	7
3.1	Individuazione delle azioni	7
3.2	Condizione di carico di linea.....	8
3.3	Montaggio	8
3.4	Condizione di carico da vento	8
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore.....	9
3.6	Condizione di carico sismica.....	9
3.6.1	Spettro di risposta elastico.....	9
3.6.2	Spettro di progetto per lo stato limite ultimo.....	11
3.6.3	Spettri impiegati nella verifica	11
3.6.4	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	13
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	13
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	13
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	14
4	TIPO DI VERIFICA	14
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	14
5.1	Stati limite ultimi.....	14
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	15
5.1.2	Combinazioni eccezionali	15
5.1.3	Combinazioni sismiche	16
5.2	Stati limite di esercizio	16
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	17
7	CALCOLI DI VERIFICA	17
7.1	Sollecitazioni massime sulle fondazioni	17
7.2	Verifica al ribaltamento.....	23
7.3	Verifica della capacità portante.....	24
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	25
7.5	Verifica strutturale.....	26
7.5.1	Verifica flessionale della piastra di base	27
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	29
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	29
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	31
9	CONCLUSIONI	32
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	32
	APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo.....	34

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	27/05/2010	B0004571	Prima emissione

1 SCOPO

A seguito del processo di standardizzazione delle carpenterie di sostegno e delle fondazioni delle apparecchiature elettromeccaniche di sottostazione svolto nel corso del 2008 (scheda TIPI), è stato predisposto un nuovo unificato Terna, progettato sulla base delle più gravose condizioni di esercizio ed eccezionali, relativamente al sisma (periodo di ritorno 2475 anni, accelerazione di picco al suolo 0,62 g), al corto circuito (correnti di corto circuito Icc di 40 kA, 50 kA e 63 kA, rispettivamente per le taglie 150, 220 e 380 kV), al vento (velocità di riferimento di 48 m/s, altitudine di 1500 m, categoria di esposizione III), in accordo alle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC) di cui al D.M. 14/01/2008. Tale riprogettazione ha interessato le taglie 132-150 kV, 220 kV e 380 kV.

Terna ha però l'esigenza di disporre di alternative più economiche di carpenterie e fondazioni, congruenti con condizioni di esercizio ed eccezionali diverse dai massimi per i quali si è riprogettato il nuovo unificato.

L'attività ha perciò l'obiettivo di ridefinire le dimensioni delle fondazioni delle apparecchiature di stazione delle taglie 220 e 380 kV in funzione di tale esigenza, per adattare a condizioni di utilizzo non così estreme come ipotizzato in TIPI 2008.

Per ciò che riguarda l'entità dei carichi relativi al corto circuito da considerare, Terna ha richiesto di verificare le fondazioni per correnti di corto circuito Icc inferiori ai massimi considerati in TIPI 2008, indicando valori pari rispettivamente a 50 kA e 40 kA per le taglie 380 kV e 220 kV.

Nel dettaglio, si sono individuate due ulteriori taglie di fondazioni, in aggiunta a quella definita in TIPI2008:

- **Fondazione per basse sismicità (nuova taglia inferiore)**, di dimensioni geometriche simili a quelle delle fondazioni del preesistente unificato (antecedente a quello definito in TIPI2008);
- **Fondazione per medie sismicità (nuova taglia intermedia)**, di dimensioni corrispondenti a valori intermedi tra quelle del preesistente unificato e del nuovo unificato (TIPI 2008).

I criteri di definizione delle dimensioni sono stati i seguenti:

- nel caso della **fondazione per basse sismicità (nuova taglia inferiore)** sono state fissate a priori le dimensioni della piastra di base (il batolo è stato tenuto uguale alla configurazione precedente); con tali dimensioni, si sono ricercati i valori massimi di sollecitazione sismica e di vento che consentivano il rispetto della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante; le dimensioni fissate a priori coincidono, come accennato, con quelle delle fondazioni del preesistente unificato; per omogeneità ed in accordo a quanto previsto dal DM 14/01/2008 si è adeguato il valore del copriferro, portandolo dai 2 cm originari ai 4 cm attuali; per quanto concerne il corto circuito, si è verificato quale, tra i due livelli forniti da Terna, fosse compatibile, ai fini della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante, con le dimensioni prefissate;
- nel caso della **fondazione per medie sismicità (nuova taglia intermedia)** si è scelto un valore di sollecitazione sismica riscontrabile (come valore spettrale massimo) in circa il 55% dei punti griglia costituenti la copertura del territorio nazionale, secondo quanto riportato nel D.M. 14/01/2008; le dimensioni della piastra di base sono state quindi individuate sulla base del soddisfacimento della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante nei confronti del sisma;

successivamente, si è valutato il valore di velocità del vento e di intensità della corrente di corto circuito compatibili con le misure geometriche di fondazione fissate.

Si è quindi proceduto alla progettazione strutturale delle fondazioni.

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione, avente la nuova taglia inferiore, per apparecchiature unipolari della sezione 380 kV, del tipo:

- *Isolatore;*
- *Scaricatore.*

Nel dettaglio, le apparecchiature, elencate da Terna, prese in considerazione sono le seguenti:

Isolatori

- Isolatore J01/3 380 kV;

Scaricatori

- Scaricatore Siemens 380 kV.

La verifica delle fondazioni è stata condotta in conformità ai criteri di:

- valutazione delle azioni elementari;
- combinazione delle azioni elementari;
- verifica agli stati limite ultimi;

esposti nel documento [1].

2 CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI

2.1 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 $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- 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 in classe di resistenza C12/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$).

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 [4]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

2.2 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per Isolatori e Scaricatori è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Essa è costituita da una piastra di base a contatto con il terreno sulla quale è impostato un batolo, che funge da base di appoggio di un isolatore o di uno scaricatore

La piastra ha dimensioni di $1,86 \times 1,86 \times 0,3$ m; il batolo ha dimensioni $0,6 \times 0,8 \times 0,5$ m, sporge dal terreno per 0,1 m, ed è provvisto di quattro tirafondi $\varnothing 30$ mm disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm, per l'installazione delle apparecchiature. Il batolo è posizionato sulla mezzeria della piastra sia in direzione ortogonale che parallela alla linea.

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 $\sigma_{\text{rott}} / R_i = 2,4 / R_i$ daN/cm².

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 in direzione X: armatura inferiore e superiore	Ferri della piastra di base in direzione Y: armatura inferiore e superiore	Ferri verticali batolo
1,278	3195	10 \varnothing 10	10 \varnothing 10	8 \varnothing 10

2.3 Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione

Le verifiche sono state effettuate nell'ipotesi di terreno con peso di volume $\gamma_t = 1800$ daN/m³ e livello di falda al di sotto del piano di fondazione.

La capacità portante delle fondazioni è stata valutata in modo parametrico considerando caratteristiche di angolo d'attrito ϕ e coesione c variabili, fino ad un valore minimo di ϕ , 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:

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

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

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

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

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

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

B' = larghezza efficace della fondazione

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

L' = lunghezza efficace della fondazione

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

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

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c \cdot \cot \phi)]^m \quad H = \text{carico orizzontale sulla fondazione}$$

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

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

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

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

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

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

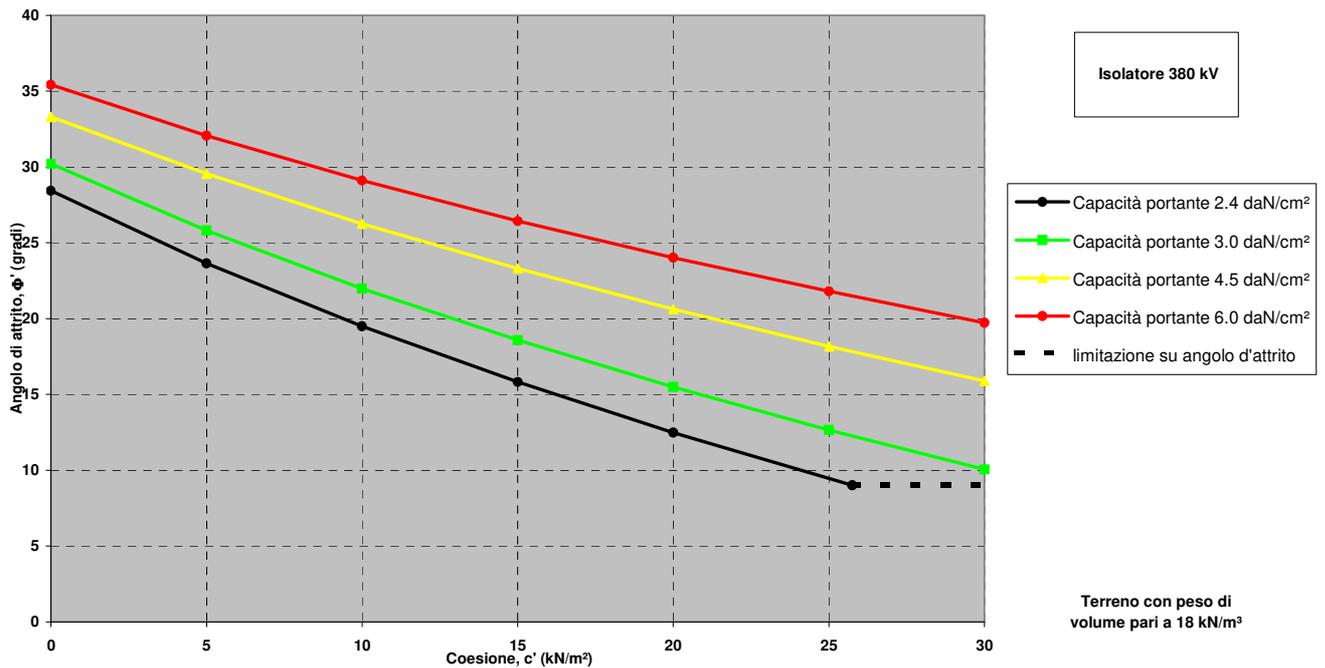
e_B = eccentricità del carico in direzione della larghezza della fondazione

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

e_L = eccentricità del carico in direzione della lunghezza della fondazione

ottenendo le curve che seguono.

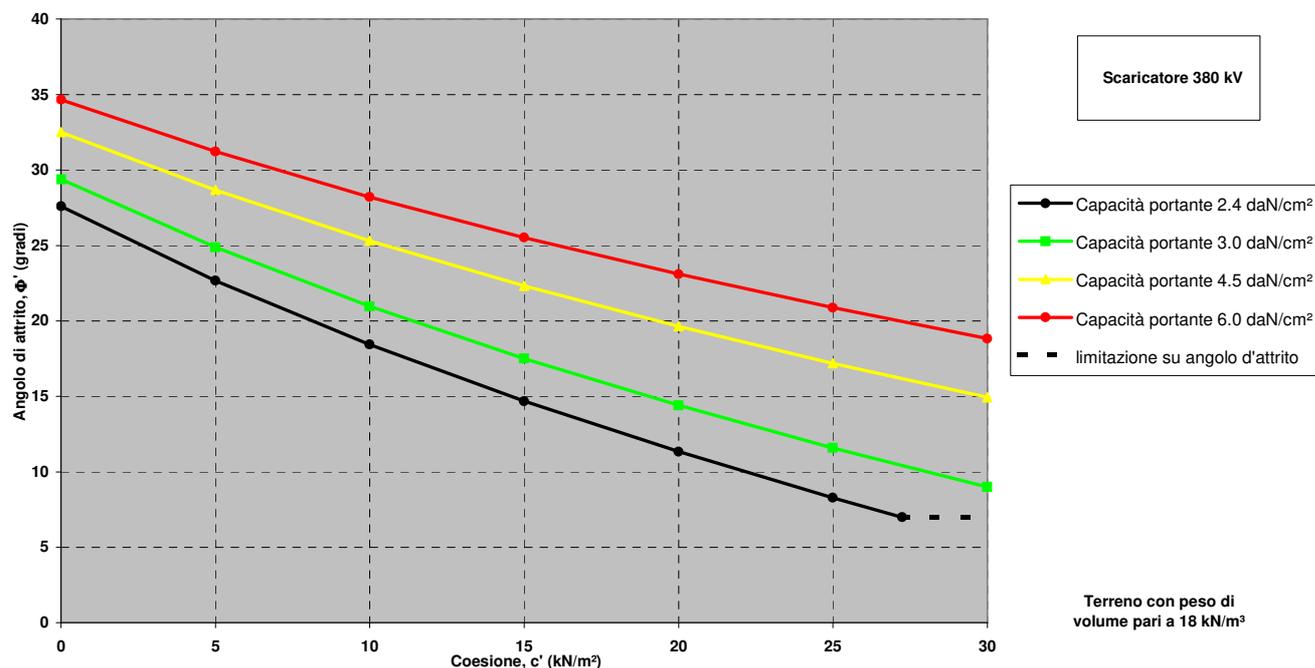
Fondazione per basse sismicità con installazione di Isolatore



I carichi considerati per le valutazioni sono quelli relativi all'isolatore J01/3 380 kV ed alla combinazione di carico sismica, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 9°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,26 daN/cm².

Fondazione per basse sismicità con installazione di Scaricatore



I carichi considerati per le valutazioni sono quelli relativi allo scaricatore Siemens 380 kV ed alla combinazione di carico sismica, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 7°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,27 daN/cm².

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 appositi documenti (Rif. [7] e [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 (50 kA) [N]	Tiro composto (63 kA) [N]
Isolatore 380 kV	1050	1790	5570
Scaricatore 380 kV	320	540	2800

3.3 Montaggio

I valori dei carichi considerati sono stati stabiliti 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 I, cioè quella che considera i valori maggiori;
- 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 [8];

- 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, identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione.

Nel dettaglio la velocità del vento, v_b , considerata è stata:

- per gli isolatori: 25,0 m/s;
- per gli scaricatori : 26,5 m/s.

Essa risulta il fattore dimensionante, essendo 25 m/s la velocità minima da considerare secondo le NTC [3].

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

3.6.1 Spettro di risposta elastico

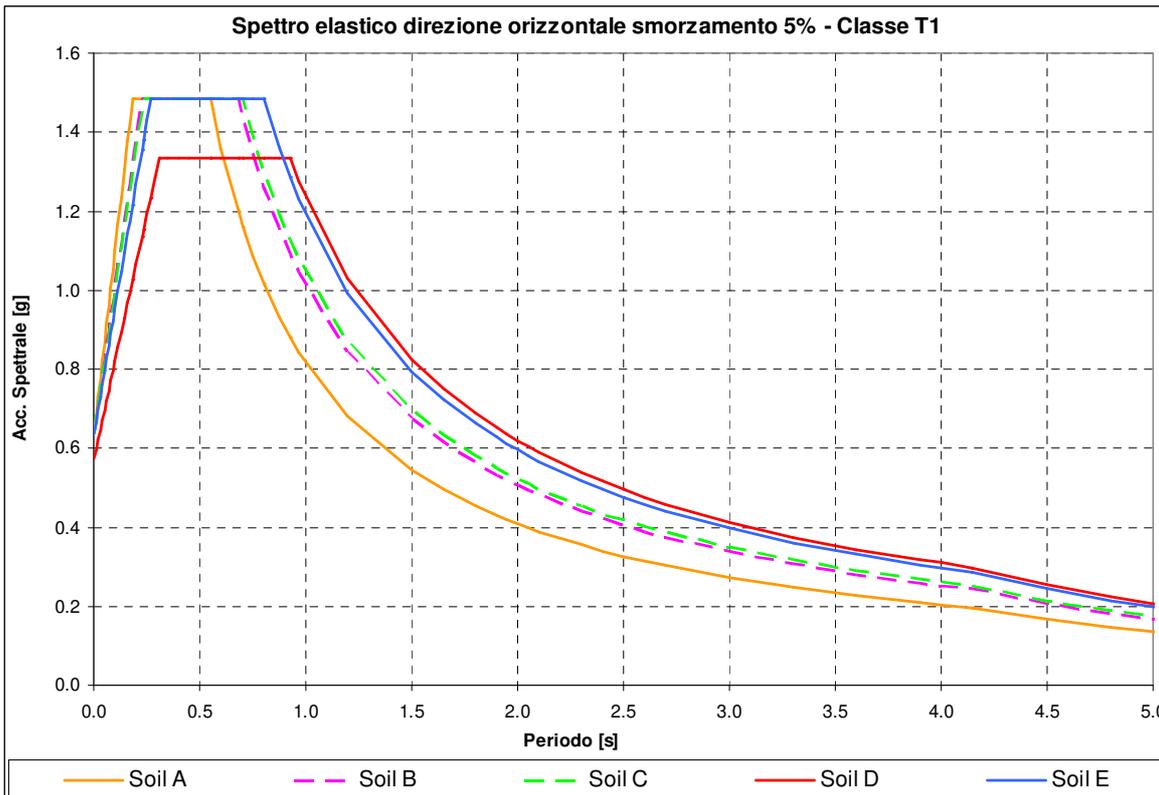
La normativa sismica (rif. [3]) prevede che l'azione sismica rappresentante il moto di un punto della superficie terrestre sia descritta da uno spettro di risposta elastico, uguale per entrambe le direzioni ortogonali orizzontali nelle quali si immagina scomposto il moto. In mancanza di studi specifici di sito, la normativa propone altresì uno spettro di risposta della componente verticale.

Nel corso delle attività svolte nel 2008 (scheda TIPI), per il dimensionamento del nuovo unificato, i valori di progetto di a_g , F_o e T_C^* , disponibili per diversi periodi di ritorno nella tabella allegata al riferimento [3] in funzione di diversi punti griglia localizzati sul territorio nazionale, sono stati scelti, in accordo con il Committente, nella zona a più alta intensità del territorio nazionale.

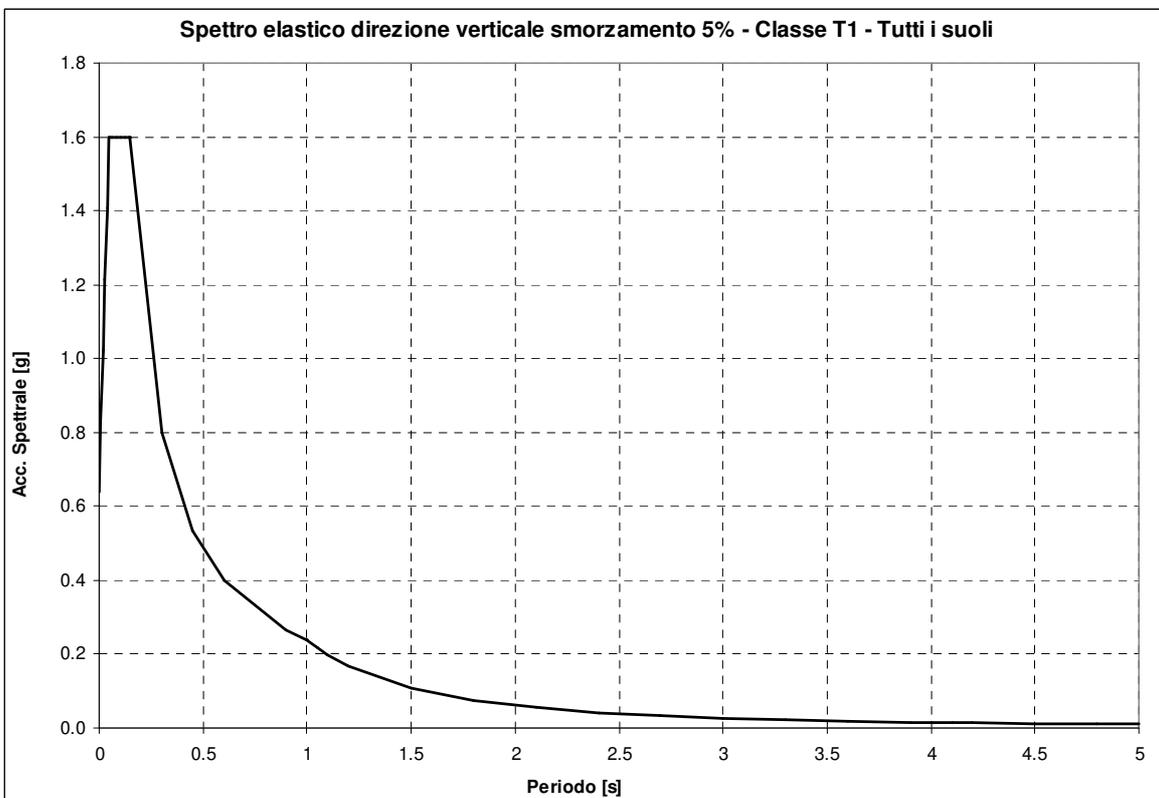
Nel diagramma sotto riportato sono rappresentati, per tutte le categorie di suolo, gli spettri relativi al periodo di ritorno di 2475¹ anni valutati nei due punti griglia (vedi tabella sottostante) a più alto valore di a_g individuati sul territorio nazionale (i due punti si trovano in Sicilia nella zona vicino a Cassaro Ferla).

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_C^* [s]
49418	14.929	37.175	6,247	2,33	0,55
49640	14.927	37.125	6,247	2,33	0,55

¹ Considerando, per le stazioni, una classe d'uso IV il periodo di ritorno di 2475 anni riporta ad una vita nominale dell'impianto di circa 130 anni.



Per quanto concerne la componente verticale, la sua forma è descritta nello spettro sotto riportato.



La necessità di installare le stesse apparecchiature e carpenterie in siti differenti, caratterizzati da condizioni del suolo e zone sismiche diverse ha reso necessario, con la vigente normativa, scegliere il periodo di ritorno più alto (2475 anni) e la classe topografica T1; poiché per la verifica si utilizza, per la direzione orizzontale, il valore del plateau dello spettro si osserva che esso è identico per tutti i suoli ad esclusione del suolo D che presenta un valore leggermente inferiore.

3.6.2 *Spettro di progetto per lo stato limite ultimo*

Le capacità dissipative della struttura possono essere tenute in conto mediante un “fattore di struttura” q , riduttivo delle forze elastiche. Tale fattore dipende dal materiale e dalle tipologie strutturali in esame.

Le componenti sia orizzontali che verticali dell’azione sismica vengono ridotte dello specifico fattore di struttura q . Le formule che descrivono gli spettri di progetto sono le stesse già definite per lo spettro elastico divise per questo fattore di struttura q .

3.6.2.1 *Fattore di struttura*

Componenti orizzontali

In base a quanto descritto nel par. 7.5.2 di [3], le strutture delle apparecchiature di stazione possono definirsi come **Struttura a mensola o a pendolo invertito**, costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.

Il fattore di struttura q è definito dalla relazione seguente (vedasi equazione 7.3.1 del par. 7.3.1 di [3]):

$$q = q_0 \cdot K_R$$

nella quale:

- q_0 dipende dalla classe di duttilità (ossia dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati);
- K_R dipende dalle caratteristiche di regolarità della costruzione (pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza).

Nel caso in esame:

- $q_0 = 2$, vedasi tabella 7.5.II, par. 7.5.2.2 di [3];
- $K_R = 1$, vedasi par. 7.3.1 di [3];

da cui ne deriva, per le componenti orizzontali, $q = 2$

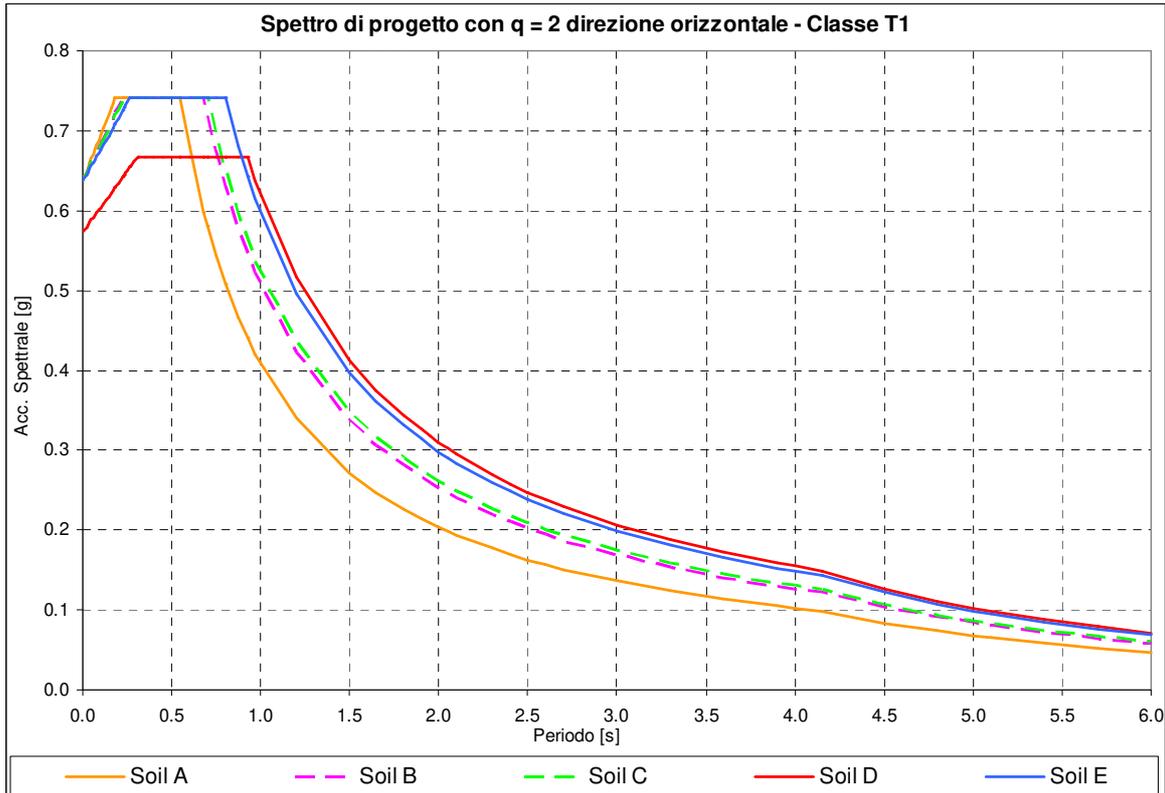
Componente verticale

Il fattore di struttura è assunto pari a 1,5 per qualsiasi materiale e tipologia strutturale (vedasi par. 7.3.1 di [3]).

3.6.3 *Spettri impiegati nella verifica*

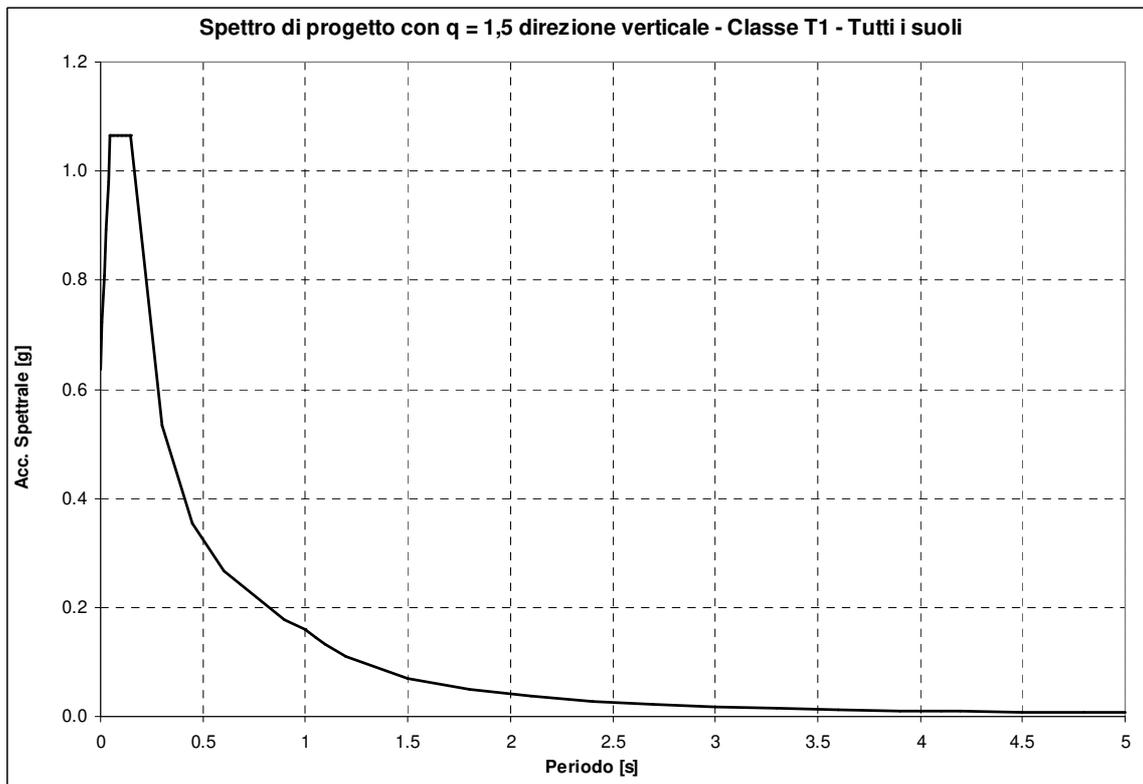
3.6.3.1 *Componenti orizzontali*

Il diagramma che segue 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 (rispetto allo spettro elastico nelle formule si sostituisce η con $1/q$).



3.6.3.2 Componente verticale

Il diagramma che segue 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 $1/q$).



In particolare, la fondazione oggetto del presente rapporto per soddisfare le verifiche agli S.L.U. ha richiesto di adottare un'intensità sismica massima diversa per ogni apparecchiatura, i valori di riferimento sono i seguenti:

Isolatori

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_c^* [s]	Plateau orizzontale di progetto [g/10]	ZPA verticale di progetto [g/10]
50306	14,924	36,975	5,662	2,34	0,55	6,6245	5,6620

Scaricatori

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_c^* [s]	Plateau orizzontale di progetto [g/10]	ZPA verticale di progetto [g/10]
14945	10,669	44,902	1,849	2,56	0,30	3,9997	1,8490

I valori del plateau presenti nelle tabelle sopra riportate sono stati calcolati per i punti griglia indicati con un suolo tipo E nel caso dell'isolatore e tipo D nel caso dello scaricatore, in quanto questi suoli danno un valore di plateau superiore a tutte le altre tipologie.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile per lo scaricatore e possono essere del tipo flessibile o del tipo rigido per l'isolatore; in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo o del tubo.

3.7 Condizione di carico da corto circuito

3.7.1 Definizione del carico da corto circuito

I carichi da corto circuito sono stati comunicati da Terna; i relativi valori sono tratti dai rif. [7] e [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 [7] e [8], 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'apparechiatura 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 derivano da un calcolo eseguito da Terna per una corrente di corto circuito pari a 63 kA e 50 kA ([7] e [8]). Gli effetti di corto circuito sono stati inoltre calcolati nelle condizioni di tiro iniziale più gravose tra quelle previste nel rif. [6], ossia -20 °C per il "pinch" e lo "swing" e +60 °C per il "drop". I valori comunicati da Terna per le apparecchiature in esame, con le relative direzioni di applicazione, sono i seguenti:

$I_{cc} = 63 \text{ kA}$ (Rif. [7])

Apparecchiatura	Swing [N] X	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
			Z	Y
Isolatore 380 Kv	2 800	7 640	3 573	8 759
Scaricatore 380 kV	5 570	5 100	3 010	7 380

$I_{cc} = 50 \text{ kA}$ (Rif. [8])

Apparecchiatura	Swing [N] X	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
			Z	Y
Isolatore 380 Kv	2 050	5 200	2 370	5 820
Scaricatore 380 kV	1 666	-	3 470	8 510

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

La corrente di corto circuito di riferimento per le verifiche delle fondazioni è stata identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione; è stato perciò adottato per ogni diversa fondazione il valore tra i due definiti (63 o 50 kA) che permettesse una verifica positiva.

Nel dettaglio l' I_{cc} considerata è stata pari a:

- per gli isolatori: 63 kA;
- per gli scaricatori : 63 kA.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile per lo scaricatore e possono essere del tipo flessibile o del tipo rigido per l'isolatore; in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo o del tubo.

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 del trasformatore 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;

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. [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] Par. 6.4.2.2), 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 seguito vengono esposte le verifiche sulle fondazioni, citate al Paragrafo 6, nei confronti delle combinazioni di carico più penalizzanti per ogni singola verifica/apparecchiatura installata.

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 verificano a flessione retta le due sporgenze rispetto al batolo nelle direzioni X (trasversale alla linea) e Y (longitudinale), calcolando i momenti flettenti nell'ipotesi di incastro ed assumendo che la forza di reazione dovuta alla pressione del terreno sia pari al valore massimo calcolato, diminuito del peso della sporgenza stessa, comprensivo di sovraccarico del terreno, e sia uniformemente distribuita sull'area della sporgenza stessa;
- si verificano a taglio le sezioni d'incastro delle due sporgenze in X e Y;
- 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 sulle fondazioni

Per la verifica delle fondazioni si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alle stesse:

- 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.

Le tabelle che seguono riportano, per ogni fondazione/apparecchiatura e per ogni condizione di sollecitazione massima, i valori di M_x , M_y , T_x , T_y e N agenti sul sostegno metallico esaminato; tali valori sono le sollecitazioni applicate dalla struttura di supporto dell'apparecchiatura alla base superiore del batolo.

Fondazione per basse sismicità con installazione di Isolatore

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 alla combinazione sismica o alla combinazione fondamentale A1-M1-R3 a seconda delle verifiche considerate.

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]
Isolatore 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	3099	707	1725	337	-545
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	1725	337	3099	707	-545
	Minima azione assiale	Sismica	1255	263	1255	263	-296

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]
Isolatore 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3	3011	658	2218	412	-847
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3	2668	562	2561	508	-847
	Minima azione assiale	A1-M1-R3	1964	451	1514	301	-847

Fondazione per basse sismicità con installazione di Scaricatore

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 alla combinazione sismica o alle combinazioni fondamentali SLU A2-M2-R2 e A1-M1-R3 a seconda delle verifiche considerate.

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]
Scaricatore 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	4125	593	1238	178	-1150
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	1238	178	4125	593	-1150
	Minima azione assiale	Sismica	1238	178	1238	178	-1007

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]
Scaricatore 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A2-M2-R2	3268	529	1768	276	-1211
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A2-M2-R2	2483	406	2553	399	-1211
	Minima azione assiale	A2-M2-R2	2483	406	1768	276	-1211

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]
Scaricatore 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3	3771	610	1768	276	-1575
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3	2593	426	2946	460	-1575
	Minima azione assiale	A1-M1-R3	2593	426	1768	276	-1575

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

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

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 presa al 30% nelle condizioni di sollecitazione di momento massimo attorno ai due assi orizzontali ed al 100% nella condizione di sollecitazione di minima azione assiale.

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

Nella valutazione del peso P sono stati applicati i coefficienti parziali per le azioni relativi alla combinazione di carico utilizzata. È stato inoltre trascurato il peso dei setti di calcestruzzo costituenti il pozzetto.

I carichi risultanti, utilizzati per la verifica della fondazione, definiti secondo gli assi X e Y sono riportati di seguito.

Fondazione per basse sismicità con installazione di Isolatore

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]
Isolatore 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	3665	707	1995	337	-4960
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	1995	337	3665	707	-4960
	Minima azione assiale	Sismica	1466	263	1466	263	-2554

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]
Isolatore 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3	3537	658	2548	412	-7789
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3	3118	562	2967	508	-7789
	Minima azione assiale	A1-M1-R3	2324	451	1754	301	-7789

Fondazione per basse sismicità con installazione di Scaricatore

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]
Scaricatore 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	4599	593	1380	178	-6188
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	1380	178	4599	593	-6188
	Minima azione assiale	Sismica	1380	178	1380	178	-6341

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]
Scaricatore 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A2-M2-R2	3691	529	1989	276	-6551
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A2-M2-R2	2808	406	2872	399	-6551
	Minima azione assiale	A2-M2-R2	2808	406	1989	276	-6551

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]
Scaricatore 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3	4259	610	1989	276	-8517
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3	2934	426	3314	460	-8517
	Minima azione assiale	A1-M1-R3	2934	426	1989	276	-8517

Nelle tabelle che seguono si riassumono le caratteristiche geometriche salienti delle fondazioni, nonché le caratteristiche del calcestruzzo e del terreno, necessarie per le successive verifiche.

Fondazione per basse sismicità con installazione di Isolatore

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	9
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.157
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.26
Peso specifico terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	--
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	--
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{clz} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{clz} [daN/m ³]	--
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX [cm]	186
Lato maggiore piastra, BY [cm]	186
Lato batolo in direzione X, b [cm]	80
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l' [cm]	60
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

Fondazione per basse sismicità con installazione di Scaricatore

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	7
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.122
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.27
Peso volume terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	--
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	--
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]	--
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX [cm]	186
Lato maggiore piastra, BY [cm]	186
Lato batolo in direzione X, b [cm]	80
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l' [cm]	60
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.

Nelle verifiche 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.

Fondazione per basse sismicità con installazione di Isolatore

Combinazione sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	3,665	1,995	1,466
M stab X [daNm]	4,613	4,613	2,375
$\mu_{rib X [-]}$	1.26	2.31	1.62
$\mu_{rib X > 1 ?}$	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	1,995	3,665	1,466
M stab Y [daNm]	4,613	4,613	2,375
$\mu_{rib Y [-]}$	2.31	1.26	1.62
$\mu_{rib Y > 1 ?}$	SI	SI	SI

Fondazione per basse sismicità con installazione di Scaricatore

Combinazione sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	4,599	1,380	1,380
M stab X [daNm]	5,755	5,755	4,967
$\mu_{rib X [-]}$	1.25	4.17	3.60
$\mu_{rib X > 1 ?}$	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	1,380	4,599	1,380
M stab Y [daNm]	5,755	5,755	4,967
$\mu_{rib Y [-]}$	4.17	1.25	3.60
$\mu_{rib Y > 1 ?}$	SI	SI	SI

Le verifiche a ribaltamento attorno ai due assi ortogonali della fondazione X e Y risultano soddisfatte con installazione di entrambe le apparecchiature.

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.

Fondazione per basse sismicità con installazione di Isolatore

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

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.45	0.40	0.30
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.33	0.38	0.23
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.244	0.215	0.160
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.176	0.205	0.121
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	34,596		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	4.466	4.448	2.809
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	1.01	1.00	0.63
$\sigma_{\text{rott terr}} / \sigma_t$	2.38	2.40	3.80
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	S/	S/	S/

Combinazione Sismica (massima σ_{terreno})

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.74	0.40	0.57
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.40	0.74	0.57
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY' / BY' [-]	0.397	0.216	0.309
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.216	0.397	0.309
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	34,596		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	12.892	12.892	10.304
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	1.85	1.85	0.76
$\sigma_{\text{rott terr}} / \sigma_t$	1.30	1.30	3.16
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	S/	S/	S/

Fondazione per basse sismicità con installazione di Scaricatore

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

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.50	0.34	0.34
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.23	0.39	0.23
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.269	0.185	0.185
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.126	0.209	0.126
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	34,596		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	4.219	4.068	3.086
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	1.04	1.00	0.76
$\sigma_{\text{rott terr}} / \sigma_t$	2.31	2.40	3.16
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	SI	SI	SI

Combinazione Sismica (massima σ_{terreno})

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.74	0.22	0.26
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.22	0.74	0.26
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.400	0.120	0.139
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.120	0.400	0.139
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	34,596		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	9.524	9.524	2.775
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	1.70	1.70	0.43
$\sigma_{\text{rott terr}} / \sigma_t$	1.41	1.41	5.60
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

Le verifiche di capacità portante del terreno di fondazione risultano soddisfatte.

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.

Nelle verifiche 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.

Fondazione per basse sismicità con installazione di Isolatore

Combinazione Sismica

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]	786	786	404
μ sic X' [-]	2.33	1.11	1.54
mu sic X' > 1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	786	786	404
μ sic Y' [-]	1.11	2.33	1.54
mu sic Y' > 1 ?	Sì	Sì	Sì

Fondazione per basse sismicità con installazione di Scaricatore

Combinazione sismica

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]	760	760	656
μ sic X [-]	4.27	1.28	3.69
mu sic X > 1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	760	760	656
μ sic Y [-]	1.28	4.27	3.69
mu sic Y > 1 ?	Sì	Sì	Sì

Combinazione fondamentale 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]	644	644	644
μ sic X [-]	2.33	1.61	2.33
mu sic X > 1.1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	644	644	644
μ sic Y [-]	1.22	1.58	1.58
mu sic Y > 1.1 ?	Sì	Sì	Sì

Le verifiche di scorrimento sul piano di posa delle fondazioni risultano soddisfatte.

7.5 Verifica strutturale

Lo schema strutturale adottato per la verifica delle sporgenze della base delle fondazioni rispetto al batolo è quello di trave incastrata ad un'estremità, di luce pari alle dimensioni della sporgenza stessa:

- 0,53 m in direzione X;
- 0,63 m in direzione Y;

di spessore e larghezza pari a quelli della piastra di fondazione, rispettivamente 0,30 m e 1,86 m.

La trave si considera uniformemente caricata 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; a tal proposito si mette in evidenza che il peso del calcestruzzo della struttura costituente il pozzetto è superiore al peso del terreno in corrispondenza del lato opposto del batolo;

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

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.

La verifica delle sezioni in calcestruzzo armato è stata eseguita utilizzando il programma VcaSlu ver. 7.5 del 16/6/2009, sviluppato 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 piastra di base

Si è proceduto alla verifica del dimensionamento nel caso più sfavorevole tra quelli analizzati (Isolatore 380 kV).

La tensione massima trasmessa al terreno è pari a $1,85 \text{ daN/cm}^2$.

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 1800 \times 10^{-6} \times 40 \times 186 = 13,39 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 2500 \times 10^{-6} \times 30 \times 186 = 13,95 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 1,85 \times 186 = 344,10 \text{ daN/cm}$.

Il momento flettente massimo è quindi:

- in direzione X: $(344,10 - 13,39 - 13,95) / 100 \times 53^2 / 2 = 4\,449 \text{ daN}\cdot\text{m}$;
- in direzione Y: $(344,10 - 13,39 - 13,95) / 100 \times 63^2 / 2 = 6\,286 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

Si considera una sezione con le seguenti caratteristiche:

- Sezione: $186 \times 30 \text{ cm}$;
- Copriferro: 4 cm ;
- Armatura superiore: $10 \text{ } \varnothing 10$;
- Armatura inferiore: $10 \text{ } \varnothing 10$;

e la si verifica nei confronti del momento massimo calcolato, essendo la piastra simmetrica nelle due direzioni.

Titolo : Fondazione isolatore 380 kV bassa sismicità: Flessione sporgenza

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

N*	b [mm]	h [mm]	N*	As [mm²]	d [mm]
1	1860	300	1	785	45
			2	785	255

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 62.86 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] 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} 86.59 kNm

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 37.79 ‰
 d 255 mm
 x 21.62 x/d 0.08478
 δ 0.7

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

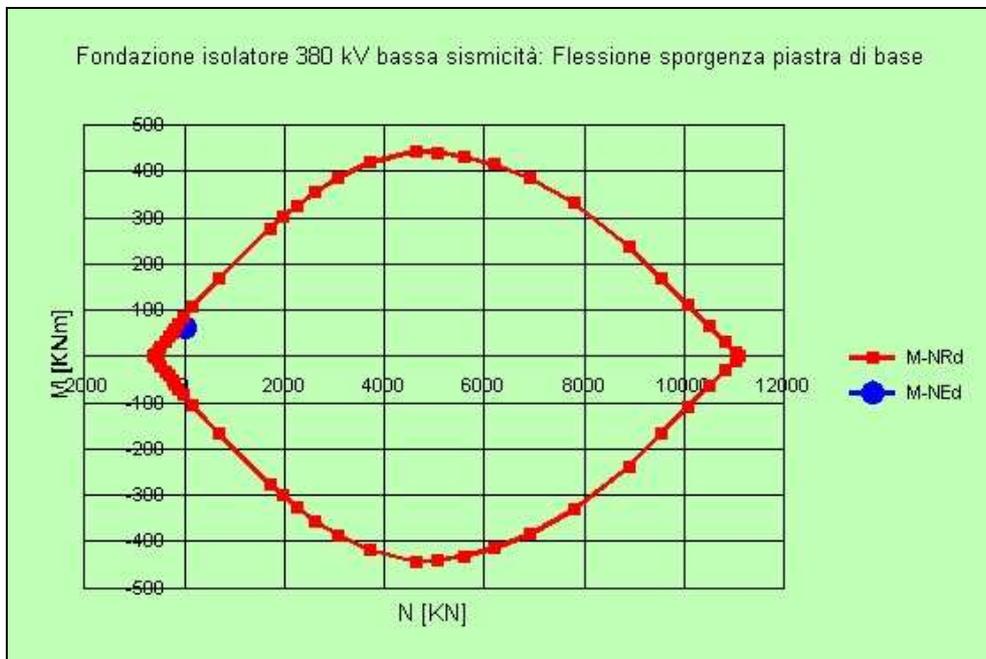
Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso



Essendo i momenti sollecitanti, M_{xSd} M_{ySd}, inferiori ai momenti resistenti, M_{xRd} e M_{yRd}, la verifica a flessione risulta soddisfatta.

7.5.2 Verifica a taglio della piastra di base

Il valore massimo del taglio è pari a:

- $(344,10 - 13,39 - 13,95) \times 63,0 = 19\,956$ daN;

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

- Resistenza taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 24\,046$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 19\,956$ daN

Essendo, in entrambe le direzioni, $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

7.5.3 Verifica flessionale del batolo

Il batolo ha una sezione con le seguenti caratteristiche:

- Sezione: 80 x 60 cm;
- Copriferro: 4 cm
- I livello armatura: 3 Ø10
- II livello armatura: 2 Ø10
- III livello armatura: 3 Ø10

Si è proceduto alla verifica del dimensionamento nel caso più sfavorevole tra quelli analizzati (Scaricatore 380 kV).

A favore di sicurezza, si considerano solamente le sollecitazioni trasmesse dalla struttura fuori terra sovrastante il batolo ed il peso proprio del batolo, trascurando eventuali effetti globalmente favorevoli dovuti a spinta attiva e passiva.

Nelle figure che seguono sono riportate le verifiche con combinazione Sismica, la più penalizzante per la struttura, nei casi di massimo momento attorno ad un asse parallelo e trasversale alla linea.

Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea

Titolo: Fondazione scaricatore 380 kV - Flessione batolo

N° Vertici: 4 **Zoom** **N° barre:** 8 **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]
4	0.79	4.6	30
5	0.79	4.6	55.4
6	0.79	75.4	30
7	0.79	75.4	55.4
8	0.79	40	55.4

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

N_{Ed} 17.161 **0** kN
 M_{xEd} 11.487 **0** kNm
 M_{yEd} 44.217 **0** kNm

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

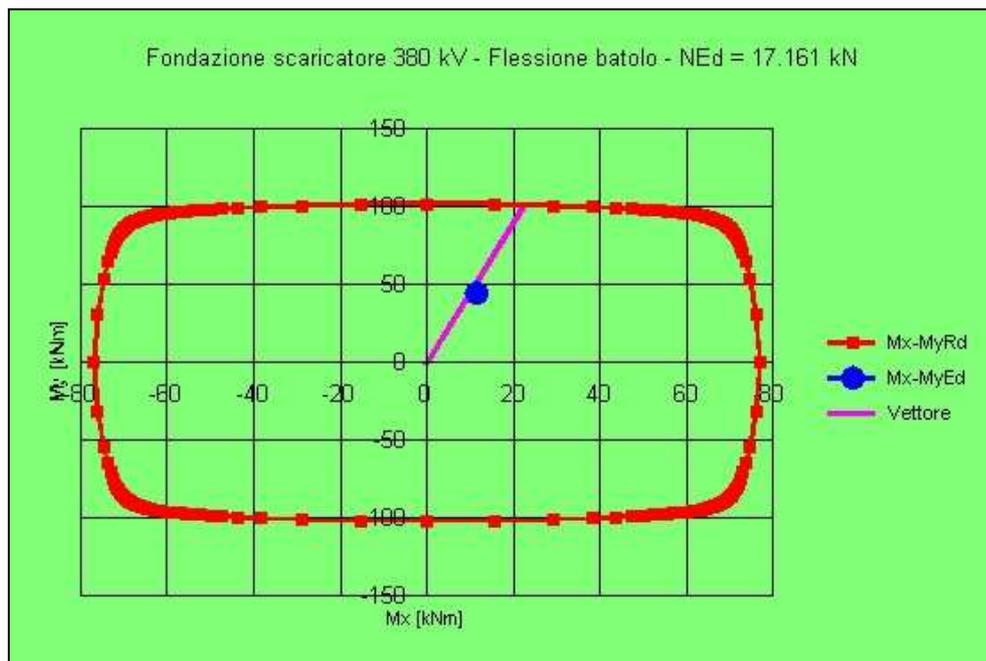
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 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_{cl} 2.114

M M_{xRd} 24.35 kN m M_{yRd} 101.2 kN m
 σ_c -18.81 N/mm² σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰ ϵ_s 58.62 ‰
 d 78.2 cm
 x 4.406 x/d 0.05635
 δ 0.7

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

Sezione C...
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° 273
 Precompresso



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea

Titolo: Fondazione scaricatore 380 kV - Flessione batolo

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 8 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]
4	0.79	4.6	30
5	0.79	4.6	55.4
6	0.79	75.4	30
7	0.79	75.4	55.4
8	0.79	40	55.4

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 17.161 kN
M_{xEd}: 38.290 kNm
M_{yEd}: 13.265 kNm

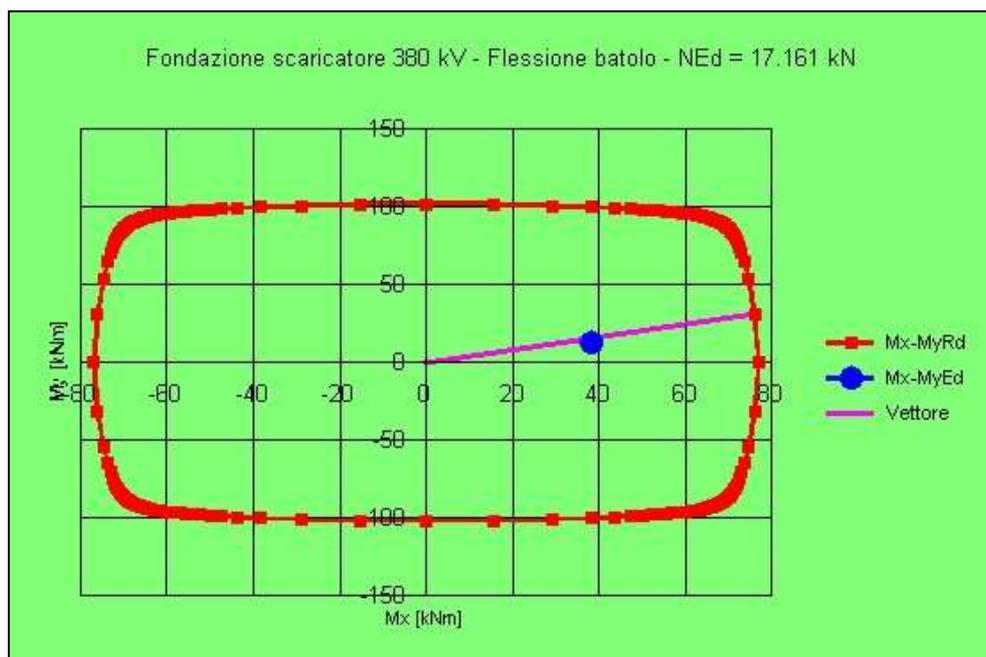
P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

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 N/mm²
 τ_{c1} : 2.114 N/mm²

Tipi
 Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.
 Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 Tipo flessione: Retta Deviata

Calcoli
 Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio Mx-My
 angolo asse neutro θ° : 358.12
 Precompresso

Resultati
 M_{xRd}: 76.01 kNm
 M_{yRd}: 31.35 kNm
 σ_c : -18.81 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 52.13 ‰
 d: 57.84 cm
 x: 3.639 x/d: 0.06291
 δ : 0.7



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).

Si verifica che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano accettabili e compatibili con la funzionalità dell'opera.

Si riportano nel seguito le valutazioni per la fondazione considerata, nel caso di installazione dell'apparecchiatura che provoca i maggiori spostamenti (Scaricatore).

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

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 rigidità.

Nell'ipotesi di $E' = 2 \text{ MPa}$ (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 0,82$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1,00$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 17,89 \text{ kPa}$, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 17,89 \cdot 1,86 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 0,82 = 0,0123 \text{ m} = 1,23 \text{ cm}$$

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 (pari a 4,17 nel caso in esame, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{45,99}{1,86^2 \cdot 1,86} \cdot 4,17 = 0,0136$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 2,52$ cm

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{13,80}{1,86^2 \cdot 1,86} \cdot 4,17 = 0,0041$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 0,76$ cm

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 4,5 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 in oggetto risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel Par. 2.3 e nell'Appendice 1 del presente rapporto.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO: OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO – Scheda ING72 Rev. 00 TIPI09 Rapporto CESI A9036088: “Dimensionamento e verifica delle fondazioni: relazione metodologica”, rev. 00, dicembre 2009.*
- [2] *TERNA Stazioni elettriche A.T. 380 kV. Fondazione per apparecchiature unipolari TG71/2 per impiego in zone a bassa sismicità, Rev. 00, maggio 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] Documento TERNA, “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo”, inviato via e-mail in data 11/04/2008.
- [8] Documento TERNA, “Calcolo delle sollecitazioni indotte da corto circuito – Stazioni 380 kV, Icc=50 kA”, Rev. 01, inviato via e-mail in data 17/11/2009.
- [9] 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 per basse sismicità (nuova taglia inferiore)

Questa fondazione è adeguata per:

- vento con:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione da I a V
 - $v_b = 25,0$ m/s *nel caso di isolatore*
 - $v_b = 26,5$ m/s *nel caso di scaricatore*

- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni

nel caso di isolatore

 - accelerazione spettrale:
 - orizzontale al plateau $\leq 0,6624$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - verticale allo ZPA $\leq 0,5662$ g – fattore di struttura $q = 1,5$

nel caso di scaricatore

 - accelerazione spettrale:
 - orizzontale al plateau $\leq 0,4000$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - verticale allo ZPA $\leq 0,1849$ g – fattore di struttura $q = 1,5$

- momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore della flangia di interfaccia Pos. 2):
 - ≤ 782 kgm *nel caso di isolatore*
 - ≤ 2625 kgm *nel caso di scaricatore*

- corto circuito con:
 - $I_{cc} \leq a$ 63 kA *nel caso di isolatore*
 - $I_{cc} \leq a$ 63 kA *nel caso di scaricatore*

- terreno con tensione di rottura non inferiore a $2,4$ daN/cm², peso di volume non inferiore a 1800 daN/m³, angolo d'attrito minimo:
 - di 9°, in corrispondenza a coesione pari a $0,26$ daN/cm² *nel caso di isolatore*
 - di 7°, in corrispondenza a coesione pari a $0,27$ daN/cm² *nel caso di scaricatore*

- livello di falda a quota inferiore al piano di posa della fondazione (**terreno non saturo**)

- calcestruzzo: classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ N/mm²)

- classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1)

- acciaio delle armature: B450C



[Handwritten signature]

 Divisione Ambiente e Territorio di CESI S.p.A.	<i>Data:</i>	27/05/2010
	<i>Progettista:</i>	Fabrizio Gatti
	<i>Redatto:</i>	Alessandro Cadore
	<i>Verificato:</i>	Fabrizio Gatti
	<i>Approvato:</i>	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	27/05/10	Prima emissione	M. Amoretti	V. Iuliani	E. Di Bartolomeo
	N.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO	
Relazione di calcolo	R C DS1000 U ST 00025 (3/5)	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 380 kV SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS1000 U ST 00023 rev. 00 COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS1000 U ST 00025 rev. 00 FONDAZIONI PER APPARECCHIATURE UNIPOLARI (SEZIONATORE VERTICALE) TG71/3 PER IMPIEGHI IN ZONE A BASSA SISMICITA'	
RICAVATO DAL DOC. TERNA		

CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA		

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS1000 U ST 00025_3	---	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. 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: OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO Scheda ING72 Rev. 00 TIPI09
Lotto 380 kV
Calcolo di verifica delle fondazioni per sezionatori verticali TG71/3 adatte ad impiego in zone a bassa sismicità.

Ordine Contratto 3000029140 Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2009

Note AT09SRC003 – Lettera di trasmissione B0004567

PUBBLICATO A9036282 (PAD - 1338004)

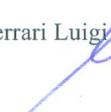
La parziale riproduzione di questo documento è permessa solo con l'autorizzazione scritta del CESI.

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

Data 27-05-2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro 
A9036282 114933 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio 
A9036282 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi 
A9036282 777241 APP



Mod. RISM v. 02

Indice

1	SCOPO	3
2	CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI	4
2.1	Caratteristiche dei materiali.....	4
2.2	Caratteristiche geometriche.....	4
2.3	Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione	5
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	6
3.1	Individuazione delle azioni	6
3.2	Condizione di carico di linea.....	6
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	Spettro di risposta elastico.....	8
3.6.2	Spettro di progetto per lo stato limite ultimo.....	10
3.6.3	Spettri impiegati nella verifica	10
3.6.4	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	12
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	12
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	12
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	13
4	TIPO DI VERIFICA	13
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	13
5.1	Stati limite ultimi.....	13
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	13
5.1.2	Combinazioni eccezionali	14
5.1.3	Combinazioni sismiche	14
5.2	Stati limite di esercizio	15
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	15
7	CALCOLI DI VERIFICA	15
7.1	Sollecitazioni massime sulle fondazioni	16
7.2	Verifica al ribaltamento.....	20
7.3	Verifica della capacità portante.....	20
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	21
7.5	Verifica strutturale.....	22
7.5.1	Verifica flessionale della piastra di base	22
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	25
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	29
	APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo.....	31

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	27/05/2010	A9036282	Prima emissione

1 SCOPO

A seguito del processo di standardizzazione delle carpenterie di sostegno e delle fondazioni delle apparecchiature elettromeccaniche di sottostazione svolto nel corso del 2008 (scheda TIPI), è stato predisposto un nuovo unificato Terna, progettato sulla base delle più gravose condizioni di esercizio ed eccezionali, relativamente al sisma (periodo di ritorno 2475 anni, accelerazione di picco al suolo 0,62 g), al corto circuito (correnti di corto circuito Icc di 40 kA, 50 kA e 63 kA, rispettivamente per le taglie 150, 220 e 380 kV), al vento (velocità di riferimento di 48 m/s, altitudine di 1500 m, categoria di esposizione III), in accordo alle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC) di cui al D.M. 14/01/2008. Tale riprogettazione ha interessato le taglie 132-150 kV, 220 kV e 380 kV.

Terna ha però l'esigenza di disporre di alternative più economiche di carpenterie e fondazioni, congruenti con condizioni di esercizio ed eccezionali diverse dai massimi per i quali si è riprogettato il nuovo unificato.

L'attività ha perciò l'obiettivo di ridefinire le dimensioni delle fondazioni delle apparecchiature di stazione delle taglie 220 e 380 kV in funzione di tale esigenza, per adattare a condizioni di utilizzo non così estreme come ipotizzato in TIPI 2008.

Per ciò che riguarda l'entità dei carichi relativi al corto circuito da considerare, Terna ha richiesto di verificare le fondazioni per correnti di corto circuito Icc inferiori ai massimi considerati in TIPI 2008, indicando valori pari rispettivamente a 50 kA e 40 kA per le taglie 380 kV e 220 kV.

Nel dettaglio, si sono individuate due ulteriori taglie di fondazioni, in aggiunta a quella definita in TIPI2008:

- **Fondazione per basse sismicità (nuova taglia inferiore)**, di dimensioni geometriche simili a quelle delle fondazioni del preesistente unificato (antecedente a quello definito in TIPI2008);
- **Fondazione per medie sismicità (nuova taglia intermedia)**, di dimensioni corrispondenti a valori intermedi tra quelle del preesistente unificato e del nuovo unificato (TIPI 2008).

I criteri di definizione delle dimensioni sono stati i seguenti:

- nel caso della **fondazione per basse sismicità (nuova taglia inferiore)** sono state fissate a priori le dimensioni della piastra di base (il batolo è stato tenuto uguale alla configurazione precedente); con tali dimensioni, si sono ricercati i valori massimi di sollecitazione sismica e di vento che consentivano il rispetto della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante; le dimensioni fissate a priori coincidono, come accennato, con quelle delle fondazioni del preesistente unificato; per omogeneità ed in accordo a quanto previsto dal DM 14/01/2008 si è adeguato il valore del copriferro, portandolo dai 2 cm originari ai 4 cm attuali; per quanto concerne il corto circuito, si è verificato quale, tra i due livelli forniti da Terna, fosse compatibile, ai fini della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante, con le dimensioni prefissate;
- nel caso della **fondazione per medie sismicità (nuova taglia intermedia)** si è scelto un valore di sollecitazione sismica riscontrabile (come valore spettrale massimo) in circa il 55% dei punti griglia costituenti la copertura del territorio nazionale, secondo quanto riportato nel D.M. 14/01/2008; le dimensioni della piastra di base sono state quindi individuate sulla base del soddisfacimento della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante nei confronti del sisma;

successivamente, si è valutato il valore di velocità del vento e di intensità della corrente di corto circuito compatibili con le misure geometriche di fondazione fissate.

Si è quindi proceduto alla progettazione strutturale delle fondazioni.

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione, avente la nuova taglia inferiore, per sezionatori verticali Areva 420 kV della sezione 380 kV.

La verifica delle fondazioni è stata condotta in conformità ai criteri di:

- valutazione delle azioni elementari;
- combinazione delle azioni elementari;
- verifica agli stati limite ultimi;

esposti nel documento [1].

2 CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI

2.1 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 $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- 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 in classe di resistenza C12/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$).

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 [4]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

2.2 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per Sezionatori verticali è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Trattasi di una piastra di base a contatto con il terreno sulla quale è impostato un batolo, che costituisce il plinto di appoggio della carpenteria del sezionatore.

La piastra ha dimensioni di $1,90 \times 1,60 \times 0,3 \text{ m}$; il batolo ha dimensioni $0,6 \times 0,8 \times 0,50 \text{ m}$, sporge dal terreno per $0,1 \text{ m}$, ed è provvisto di quattro tirafondi $\varnothing 30 \text{ mm}$ disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm , per l'installazione dell'apparecchiatura. Il batolo è posizionato sulla mezzeria 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 $\sigma_{rott} / R_i = 2,4 / R_i \text{ daN/cm}^2$.

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
1,152	2 880	7Ø10	7Ø10	9Ø10	9Ø10	9Ø10

2.3 Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione

Le verifiche sono state effettuate nell'ipotesi di terreno con peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/m}^3$ e livello di falda al di sotto del piano di fondazione.

La capacità portante delle fondazioni è stata valutata in modo parametrico considerando caratteristiche di angolo d'attrito ϕ e coesione c variabili, fino ad un valore minimo di ϕ , 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:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 (45 + \phi / 2)$$

ϕ = angolo d'attrito

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

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

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

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

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

B' = larghezza efficace della fondazione

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

L' = 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'

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

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

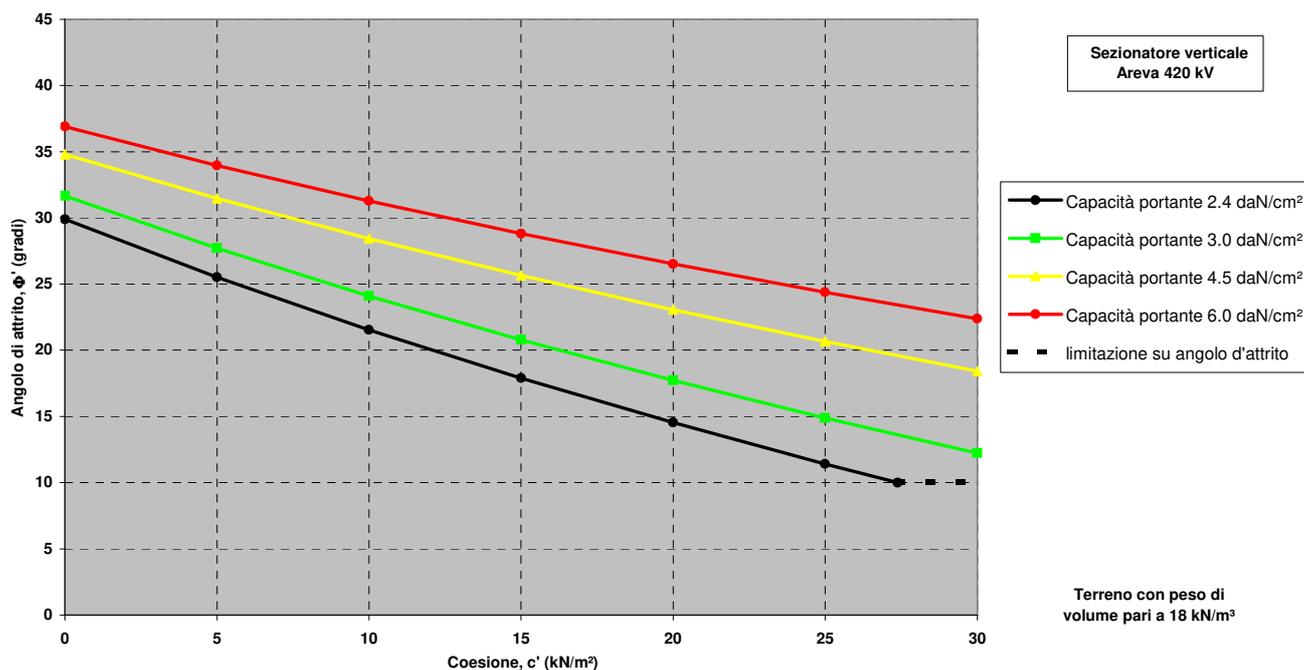
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

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 alla combinazione di carico Sismica, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 10° , in corrispondenza ad una coesione pari a $0,27 \text{ daN/cm}^2$.

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 appositi documenti (Rif. [7] e [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 (50 kA) [N]	Tiro composto (63 kA) [N]
Sezionatore verticale 380 kV	1050	2008	1790

3.3 Montaggio

I valori dei carichi considerati sono stati stabiliti 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 I, cioè quella che considera i valori maggiori;
- 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 [8];
- 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, identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione.

Nel dettaglio la velocità del vento, v_b , considerata è stata pari a 36,3 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

3.6.1 Spettro di risposta elastico

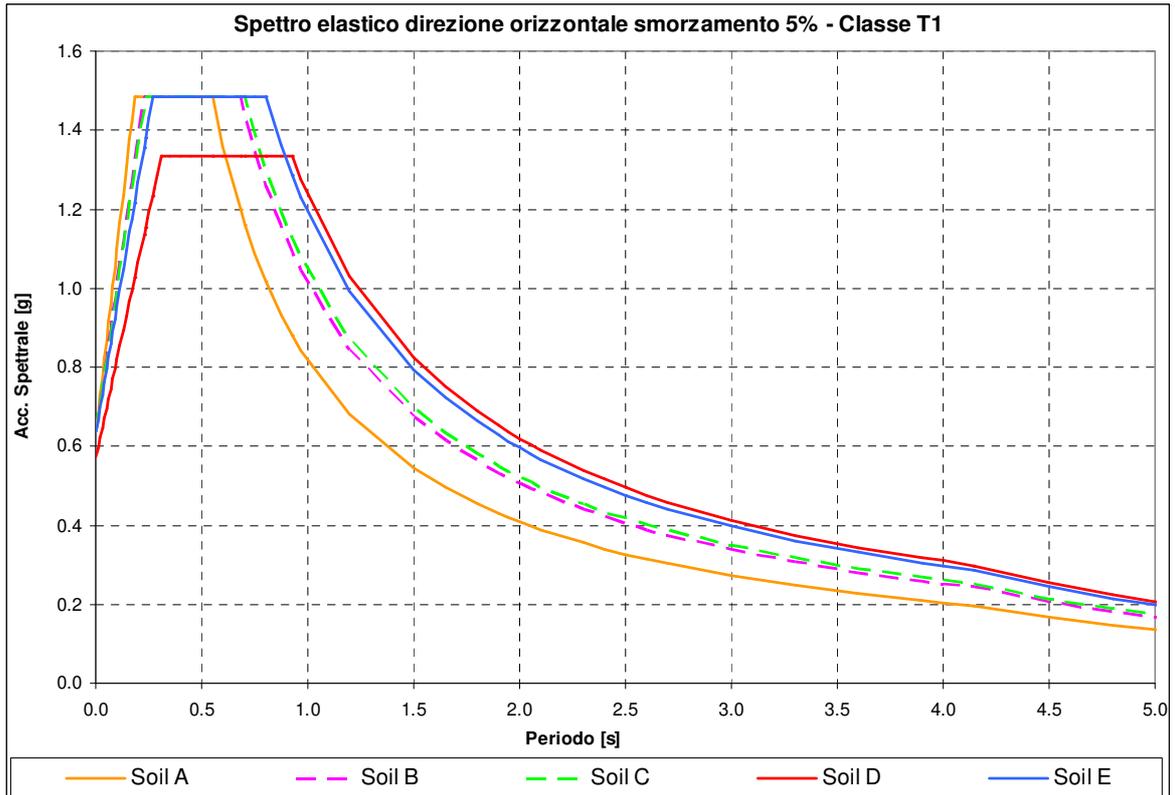
La normativa sismica (rif. [3]) prevede che l'azione sismica rappresentante il moto di un punto della superficie terrestre sia descritta da uno spettro di risposta elastico, uguale per entrambe le direzioni ortogonali orizzontali nelle quali si immagina scomposto il moto. In mancanza di studi specifici di sito, la normativa propone altresì uno spettro di risposta della componente verticale.

Nel corso delle attività svolte nel 2008 (scheda TIPI), per il dimensionamento del nuovo unificato, i valori di progetto di a_g , F_o e T_C^* , disponibili per diversi periodi di ritorno nella tabella allegata al riferimento [3] in funzione di diversi punti griglia localizzati sul territorio nazionale, sono stati scelti, in accordo con il Committente, nella zona a più alta intensità del territorio nazionale.

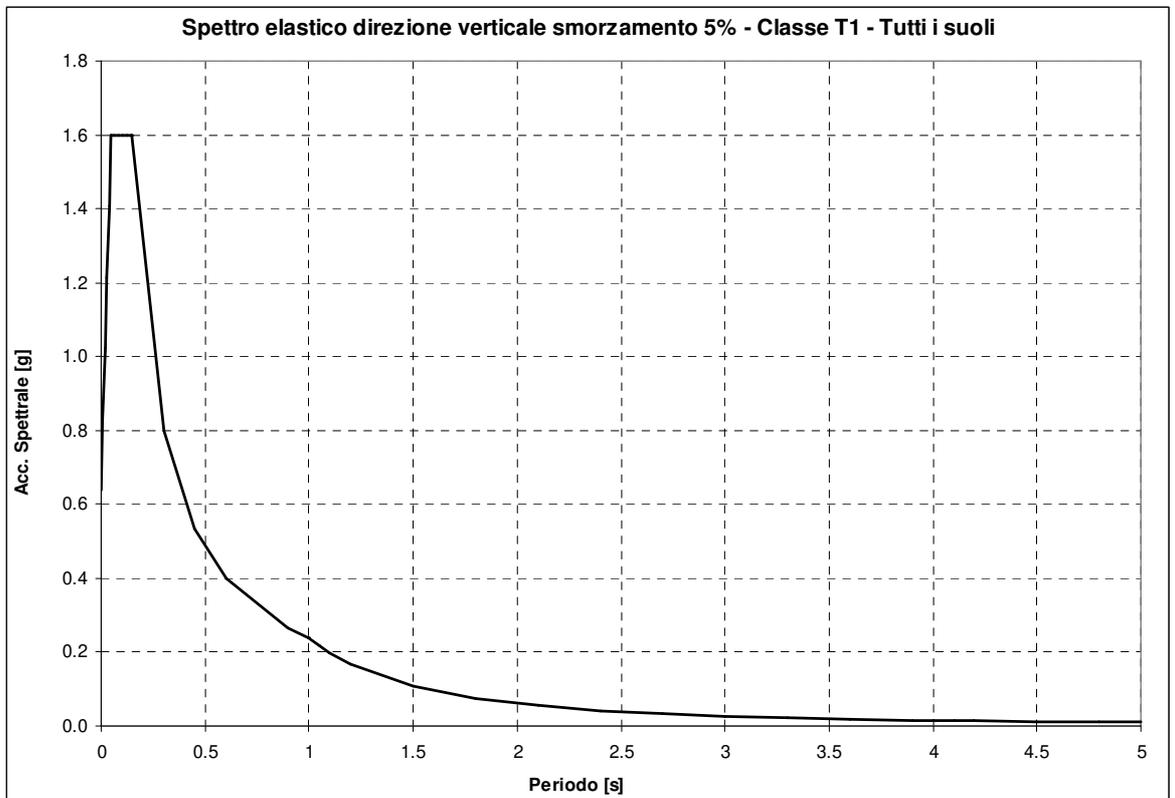
Nel diagramma sotto riportato sono rappresentati, per tutte le categorie di suolo, gli spettri relativi al periodo di ritorno di 2475¹ anni valutati nei due punti griglia (vedi tabella sottostante) a più alto valore di a_g individuati sul territorio nazionale (i due punti si trovano in Sicilia nella zona vicino a Cassaro Ferla).

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_C^* [s]
49418	14.929	37.175	6,247	2,33	0,55
49640	14.927	37.125	6,247	2,33	0,55

¹ Considerando, per le stazioni, una classe d'uso IV il periodo di ritorno di 2475 anni riporta ad una vita nominale dell'impianto di circa 130 anni.



Per quanto concerne la componente verticale, la sua forma è descritta nello spettro sotto riportato.



La necessità di installare le stesse apparecchiature e carpenterie in siti differenti, caratterizzati da condizioni del suolo e zone sismiche diverse ha reso necessario, con la vigente normativa, scegliere il periodo di ritorno più alto (2475 anni) e la classe topografica T1; poiché per la verifica si utilizza, per la direzione orizzontale, il valore del plateau dello spettro si osserva che esso è identico per tutti i suoli ad esclusione del suolo D che presenta un valore leggermente inferiore.

3.6.2 Spettro di progetto per lo stato limite ultimo

Le capacità dissipative della struttura possono essere tenute in conto mediante un “fattore di struttura” q , riduttivo delle forze elastiche. Tale fattore dipende dal materiale e dalle tipologie strutturali in esame.

Le componenti sia orizzontali che verticali dell’azione sismica vengono ridotte dello specifico fattore di struttura q . Le formule che descrivono gli spettri di progetto sono le stesse già definite per lo spettro elastico divise per questo fattore di struttura q .

3.6.2.1 Fattore di struttura

Componenti orizzontali

In base a quanto descritto nel par. 7.5.2 di [3], le strutture delle apparecchiature di stazione possono definirsi come **Struttura a mensola o a pendolo invertito**, costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.

Il fattore di struttura q è definito dalla relazione seguente (vedasi equazione 7.3.1 del par. 7.3.1 di [3]):

$$q = q_0 \cdot K_R$$

nella quale:

- q_0 dipende dalla classe di duttilità (ossia dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati);
- K_R dipende dalle caratteristiche di regolarità della costruzione (pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza).

Nel caso in esame:

- $q_0 = 2$, vedasi tabella 7.5.II, par. 7.5.2.2 di [3];
- $K_R = 1$, vedasi par. 7.3.1 di [3];

da cui ne deriva, per le componenti orizzontali, $q = 2$

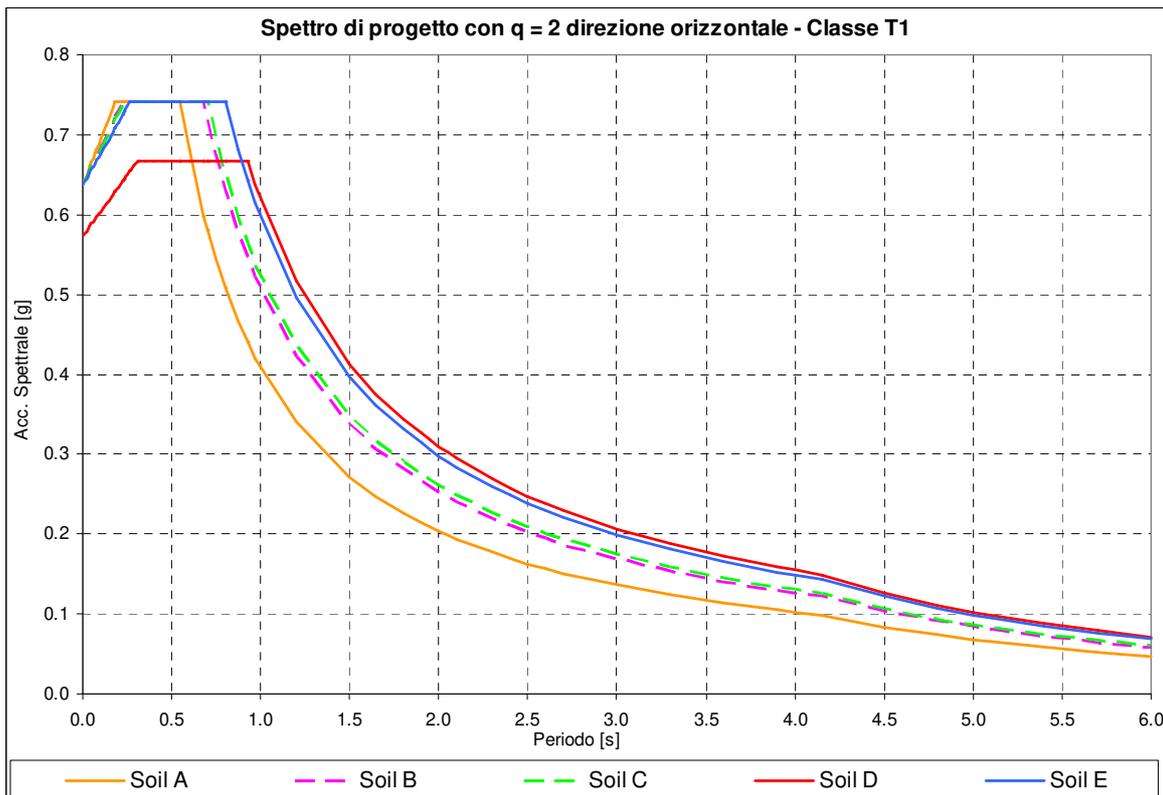
Componente verticale

Il fattore di struttura è assunto pari a 1,5 per qualsiasi materiale e tipologia strutturale (vedasi par. 7.3.1 di [3]).

3.6.3 Spettri impiegati nella verifica

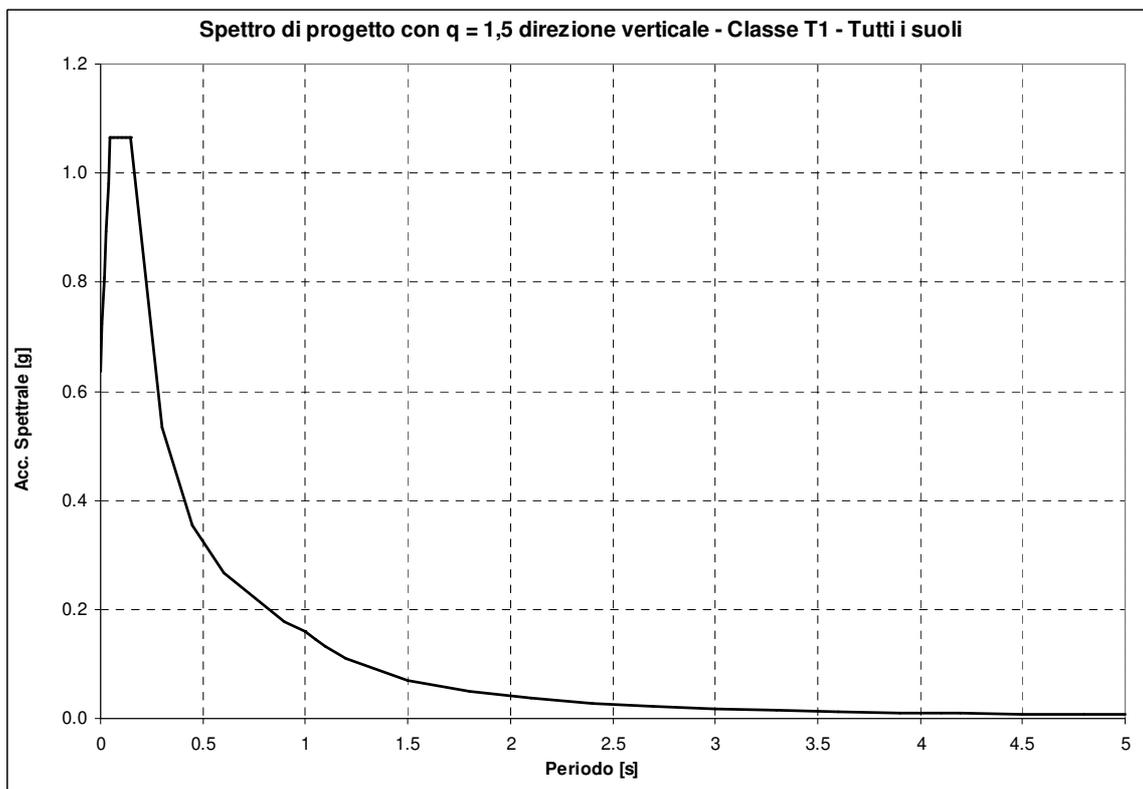
3.6.3.1 Componenti orizzontali

Il diagramma che segue 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 (rispetto allo spettro elastico nelle formule si sostituisce η con $1/q$).



3.6.3.2 Componente verticale

Il diagramma che segue 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 $1/q$).



In particolare, la fondazione oggetto del presente rapporto per soddisfare le verifiche agli S.L.U. ha richiesto di adottare un'intensità sismica massima, i cui valori di riferimento sono riportati nel seguito.

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_0	T_C^* [s]	Plateau orizzontale di progetto [g/10]	ZPA verticale di progetto [g/10]
14945	10,669	44,902	1,849	2,56	0,30	4,000	1,849

I valori del plateau presenti nelle tabelle sopra riportate sono stati calcolati per tutti i punti griglia indicati per un suolo tipo D, in quanto questo suolo dà un valore di plateau superiore a tutte le altre tipologie di suolo.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; tuttavia, 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 stati comunicati da Terna; i relativi valori sono tratti dai rif. [7] e [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 [7] e [8], 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'apparechiatura 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 derivano da un calcolo eseguito da Terna per una corrente di corto circuito pari a 63 kA e 50 kA ([7] e [8]). Gli effetti di corto circuito sono stati inoltre calcolati nelle condizioni di tiro iniziale più gravose tra quelle previste nel rif. [6], ossia -20 °C per il "pinch" e lo "swing" e +60 °C per il "drop". I valori comunicati da Terna per le apparecchiature in esame, con le relative direzioni di applicazione, sono i seguenti:

I_{cc} = 63 kA (Rif. [7])

Apparechiatura	Swing [N]	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
	X		Z	Y
Sezionatore verticale 380 kV	5570	10280	5416	13278

I_{cc} = 50 kA (Rif. [8])

Apparechiatura	Swing [N]	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
	X		Z	Y
Sezionatore verticale 380 kV	2110	10480	4310	10570

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

La corrente di corto circuito di riferimento per le verifiche delle fondazioni è stata identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione; è stato perciò adottato per ogni diversa fondazione il valore tra i due definiti (63 o 50 kA) che permettesse una verifica positiva.

Nel dettaglio l'Icc considerata è stata pari a 50 kA.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; tuttavia, 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 del trasformatore 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;

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. [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] Par. 6.4.2.2), 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), della combinazione Sismica (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 verificano a flessione retta le due sporgenze rispetto al batolo nelle direzioni X (trasversale alla linea) e Y (longitudinale), calcolando i momenti flettenti nell'ipotesi di incastro ed assumendo che la forza di reazione dovuta alla pressione del terreno sia pari al valore massimo calcolato, diminuito del peso della sporgenza stessa, comprensivo di sovraccarico del terreno, e sia uniformemente distribuita sull'area della sporgenza stessa;
- si verificano a taglio le sezioni d'incastro delle due sporgenze in X e Y;
- 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 sulle fondazioni

Per la verifica delle fondazioni si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alle stesse:

- 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.

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 globali applicate dalle strutture di supporto dell'apparecchiatura alla base superiore dei batoli.

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 Sismica, SLU EQU, SLU A2-M2-R2 e SLU A1-M1-R3, a seconda della verifica considerata.

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]
Sezionatore verticale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	2990	761	1524	366	-1116
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1974	516	2540	611	-1116
	Minima azione assiale	EQU	1974	516	1524	366	-1116

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]
Sezionatore verticale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	2860	606	858	182	-1171
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	858	182	2860	606	-1171
	Minima azione assiale	Sismica	858	182	858	182	-1010

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]
Sezionatore verticale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A2-M2-R2	2592	659	1524	366	-1240
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A2-M2-R2	1914	496	2202	529	-1240
	Minima azione assiale	A2-M2-R2	1914	496	1524	366	-1240

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]
Sezionatore verticale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3	2990	761	1524	366	-1611
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3	1974	516	2540	611	-1611
	Minima azione assiale	A1-M1-R3	1974	516	1524	366	-1611

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

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

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 presa al 30% nelle condizioni di sollecitazione di momento massimo attorno ai due assi orizzontali ed al 100% nella condizione di sollecitazione di minima azione assiale.

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

Nella valutazione del peso P sono stati applicati i coefficienti parziali per le azioni relativi alla combinazione di carico utilizzata. È stato inoltre trascurato il peso dei setti di calcestruzzo costituenti il pozzetto.

I carichi risultanti, utilizzati per la verifica della fondazione, definiti secondo gli assi X e Y sono riportati di seguito.

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]
Sezionatore verticale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	3409	761	1817	366	-5029
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	2198	516	3029	611	-5029
	Minima azione assiale	EQU	2198	516	1817	366	-5029

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]
Sezionatore verticale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	3124	606	1004	182	-5273
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	783	182	3345	606	-5273
	Minima azione assiale	Sismica	814	182	1004	182	-4539

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]
Sezionatore verticale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A2-M2-R2	2885	659	1817	366	-5588
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A2-M2-R2	2077	496	2625	529	-5588
	Minima azione assiale	A2-M2-R2	2077	496	1817	366	-5588

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]
Sezionatore verticale 380 kV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3	3204	761	1817	366	-7265
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3	1992	516	3029	611	-7265
	Minima azione assiale	A1-M1-R3	1992	516	1817	366	-7265

Nelle tabelle che seguono si riassumono le caratteristiche geometriche salienti delle fondazioni, nonché le caratteristiche del calcestruzzo e del terreno, necessarie per le successive verifiche.

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	10
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.175
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.27
Peso volume terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	--
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	--
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	250
Peso specifico calcestruzzo, γ_{ds} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{ds} [daN/m ³]	--
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX [cm]	160
Lato maggiore piastra, BY [cm]	190
Lato batolo in direzione X, b [cm]	80
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l [cm]	125
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.

Nelle verifiche 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 fondamentale SLU EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	3,409	2,198	2,198
M stab X [daNm]	4,778	4,778	4,778
μ rib X [-]	1.40	2.17	2.17
μ 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]	1,817	3,029	1,817
M stab Y [daNm]	4,024	4,024	4,024
μ rib Y [-]	2.21	1.33	2.21
μ rib Y > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione Sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	3,124	783	814
M stab X [daNm]	5,010	5,010	4,312
μ rib X [-]	1.60	6.40	5.30
μ 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]	1,004	3,345	1,004
M stab Y [daNm]	4,219	4,219	3,631
μ rib Y [-]	4.20	1.26	3.62
μ rib Y > 1 ?	SI	SI	SI

Le verifiche a ribaltamento attorno ai due assi ortogonali della fondazione X e Y risultano soddisfatte con installazione di entrambe le apparecchiature.

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.

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

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.44	0.27	0.27
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.25	0.42	0.25
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.232	0.144	0.144
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.156	0.261	0.156
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	30,400		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	4.015	4.316	2.980
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	0.96	1.03	0.71
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	2.50	2.33	3.37
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	S/	S/	S/

Combinazione Sismica (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]	0.59	0.15	0.18
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.19	0.63	0.22
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.312	0.078	0.094
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.119	0.396	0.138
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	30,400		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	5.077	8.161	2.426
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	0.88	1.42	0.36
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	2.73	1.70	6.63
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	S/	S/	S/

Le verifiche di capacità portante del terreno di fondazione risultano soddisfatte.

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.

Nelle verifiche 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 fondamentale 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]	788	788	788
$\mu_{sic\ X}$ [-]	2.15	1.49	2.15
$\mu_{sic\ X} > 1.1 ?$	S/	S/	S/
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	788	788	788
$\mu_{sic\ Y}$ [-]	1.20	1.59	1.59
$\mu_{sic\ Y} > 1.1 ?$	S/	S/	S/

Le verifiche di scorrimento sul piano di posa delle fondazioni risultano soddisfatte.

7.5 Verifica strutturale

Lo schema strutturale adottato per la verifica delle sporgenze della base delle fondazioni rispetto al batolo è quello di trave incastrata ad un'estremità, di luce pari alle dimensioni della sporgenza stessa:

- 0,40 m in direzione X;
- 0,65 m in direzione Y;

di spessore pari a quello della piastra di fondazione (0,30 m) e di larghezza pari alla piastra, ovvero:

- 1,90 m in direzione Y e 1,60 m in direzione X.

La trave si considera uniformemente caricata 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; a tal proposito si mette in evidenza che il peso del calcestruzzo della struttura costituente il pozzetto è superiore al peso del terreno in corrispondenza del lato opposto del batolo;
- dal peso della piastra di fondazione stessa; il carico agisce dall'alto verso il basso;
- dalla reazione del terreno, assunta, in sicurezza, corrispondente alla pressione massima agente sulla superficie di base della trave.

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.

La verifica delle sezioni in calcestruzzo armato è stata eseguita utilizzando il programma VcaSlu ver. 7.5 del 16/6/2009, sviluppato 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 piastra di base

La tensione massima trasmessa al terreno è pari a 1,42 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

in direzione X

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 1800 \times 10^{-6} \times 40 \times 190 = 13,68 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 2500 \times 10^{-6} \times 30 \times 190 = 14,25 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 1,42 \times 190 = 269,80 \text{ daN/cm}$.

in direzione Y

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 1800 \times 10^{-6} \times 40 \times 160 = 11,52 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 2500 \times 10^{-6} \times 30 \times 160 = 12,00 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 1,42 \times 160 = 227,20 \text{ daN/cm}$.

Il momento flettente massimo è quindi:

- in direzione X: $(269,80 - 13,68 - 14,25) / 100 \times 40^2 / 2 = 1\,935 \text{ daN}\cdot\text{m}$;
- in direzione Y: $(227,20 - 11,52 - 12,00) / 100 \times 65^2 / 2 = 4\,303 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

Si considerano due sezioni con le seguenti caratteristiche:

in direzione X

- Sezione: 190 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm;
- Armatura superiore: 9 Ø10;
- Armatura inferiore: 9 Ø10;

in direzione Y

- Sezione: 160 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm;
- Armatura superiore: 7 Ø10;
- Armatura inferiore: 7 Ø10;

e le si verificano nei confronti del rispettivo valore di momento calcolato.

Direzione X

Titolo: Fondazione sezionatore verticale 380 kV: Flessione sporgenza pias

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

N*	b [mm]	h [mm]	N*	As [mm²]	d [mm]
1	1900	300	1	707	45
			2	707	255

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

Sezioni C... (Visualizza diagramma della sezione)

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

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

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Calcoli:
 M_{xRd} 78.57 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 43.35 ‰
 d 255 mm
 x 19.05 w/d 0.07471
 δ 0.7

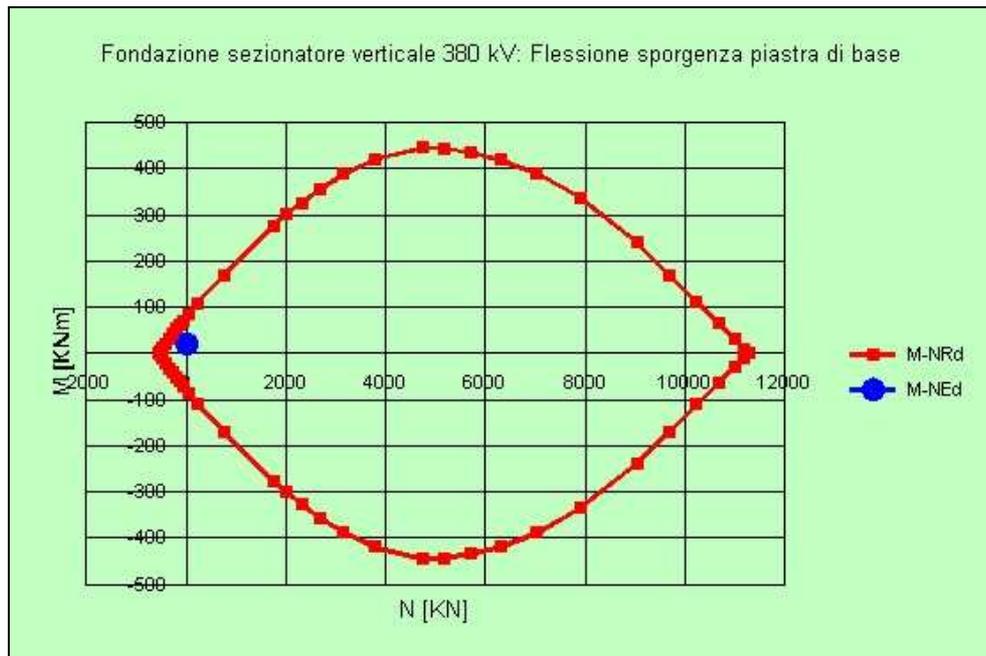
Metodo di flessione:
 Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 0 mm **Col. modello**

Precompresso



Direzione Y

Titolo: Fondazione sezionatore verticale 380 kV: Flessione sporgenza pias

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	1600	300

N°	As [mm²]	d [mm]
1	550	45
2	550	255

Sollecitazioni
 S.L.U. → Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 43.027 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] 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/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	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/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

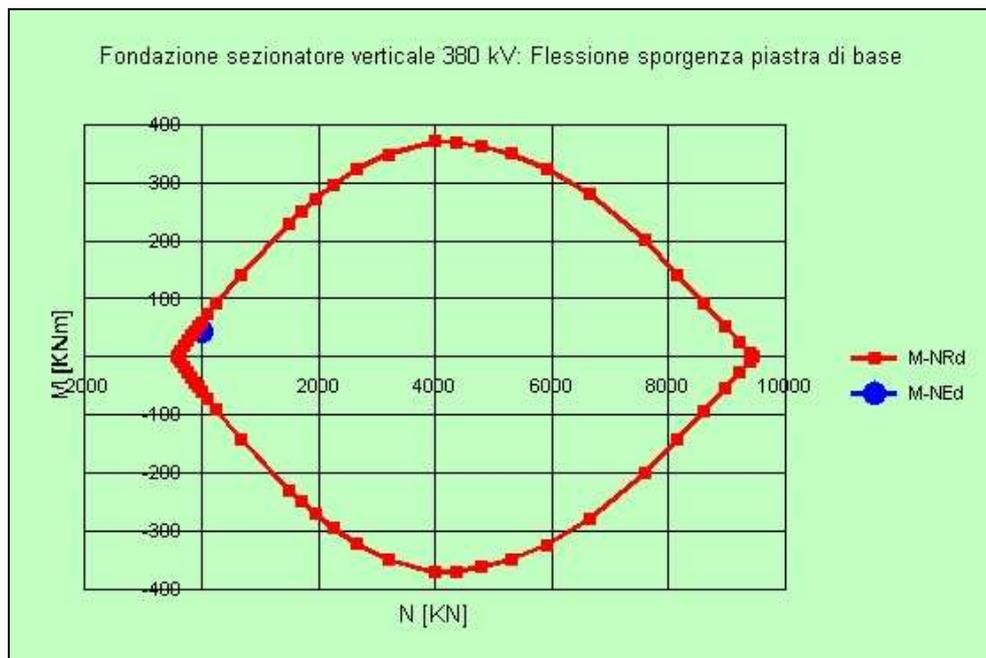
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 mm Col. modello

Precompresso

M_{xRd} 61.38 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 47.26 ‰
 d 255 mm
 x 17.58 x/d 0.06895
 δ 0.7



Essendo i momenti sollecitanti, M_{xSd} M_{ySd} , inferiori ai momenti resistenti, M_{xRd} e M_{yRd} , la verifica a flessione risulta soddisfatta.

7.5.2 Verifica a taglio della piastra di base

Il valore massimo del taglio è pari a:

- in direzione X: $(269,80 - 13,68 - 14,25) \times 40,0 = 9\,675$ daN;
- in direzione Y: $(227,20 - 11,52 - 12,00) \times 65,0 = 13\,239$ daN.

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

direzione X

- Resistenza taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 23\,548$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 9\,675$ daN

direzione Y

- Resistenza a taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 19\,311$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 13\,239$ daN

Essendo, in entrambe le direzioni, $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

7.5.3 Verifica flessionale del batolo

Il batolo ha una 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: 3 $\varnothing 10$

A favore di sicurezza, si considerano solamente le sollecitazioni trasmesse dalla struttura fuori terra sovrastante il batolo ed il peso proprio del batolo, trascurando eventuali effetti globalmente favorevoli dovuti a spinta attiva e passiva.

Nelle figure che seguono sono riportate le verifiche con combinazione SLU A1, la più penalizzante per la struttura, nei casi di massimo momento attorno ad un asse parallelo e trasversale alla linea.

Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea

Titolo : Fondazione sezionatore verticale 380 kV - Flessione batolo

N* Vertici **Zoom** **N* barre** **Zoom**

N*	x [cm]	y [cm]	N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	0.79	4.5	4.5
2	80	0	2	0.79	40	4.5
3	80	60	3	0.79	75.5	4.5
4	0	60	4	0.79	4.5	30
			5	0.79	4.5	55.5
			6	0.79	75.5	30

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

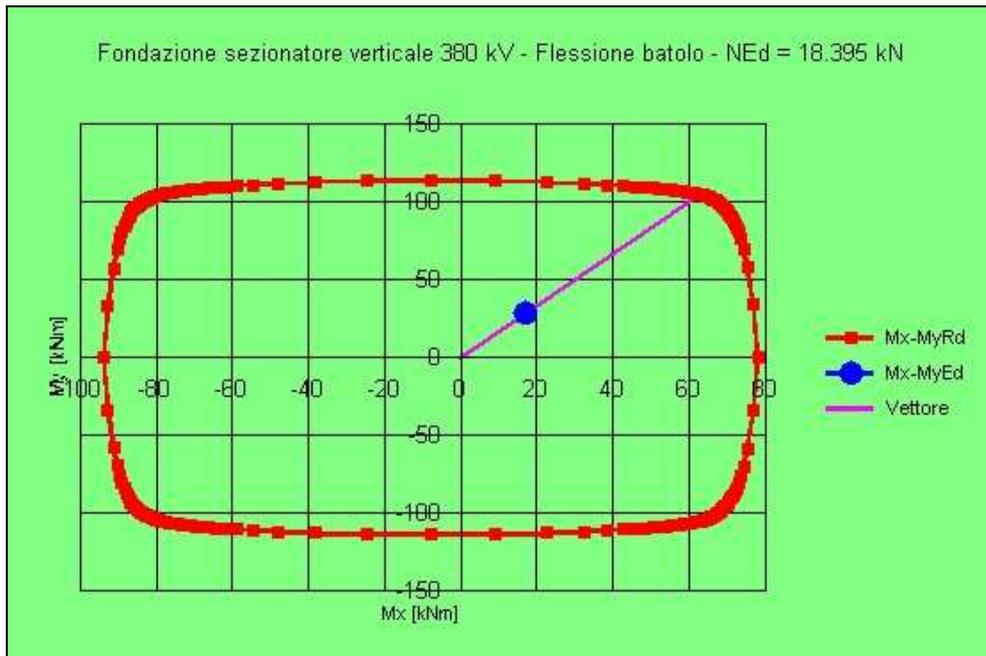
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett.

angolo asse neutro θ°
 Precompresso



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea

Titolo : Fondazione sezionatore verticale 380 kV - Flessione batolo

N* Vertici: Zoom N* barre: 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	40	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	75.5	30

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C

ϵ_{su} ‰

f_{yd} N/mm²

E_s N/mm²

E_s/E_c

ϵ_{syd} ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm²

C32/40

ϵ_{c2} ‰

ϵ_{cu} ‰

f_{cd} N/mm²

f_{cc}/f_{cd} [?]

$\sigma_{c,adm}$ N/mm²

τ_{co} N/mm²

τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kNm
M_{yRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x w/d
 δ

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C...

File

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

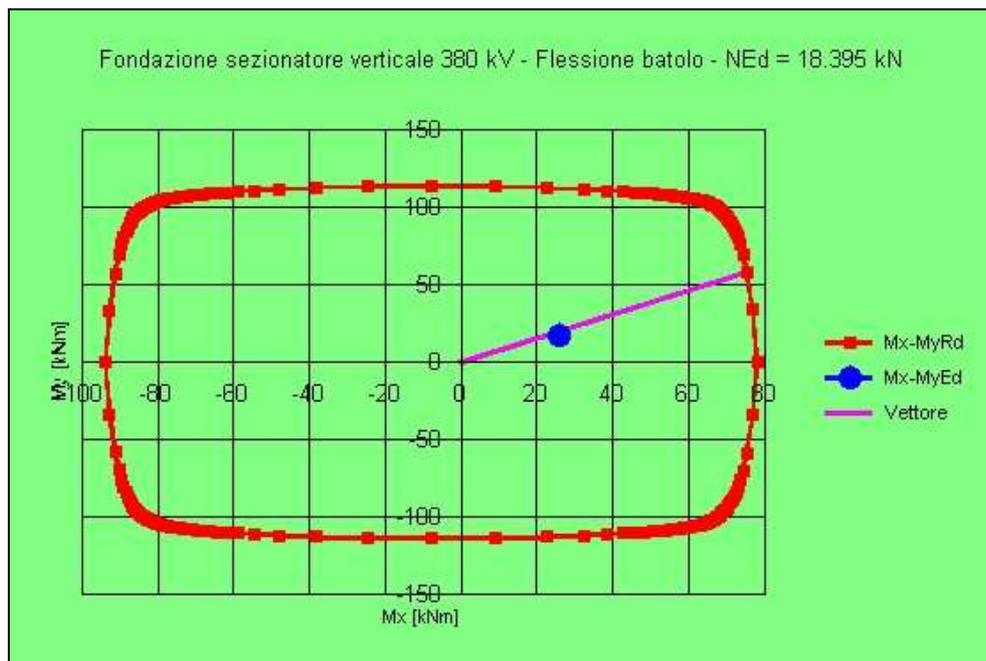
Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

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), $\nu = 0,3$, $I_w = 0,91$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1,19$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 17,35 \text{ kPa}$, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 17,35 \cdot 1,60 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 0,91 = 0,0115 \text{ m} = 1,15 \text{ cm}$$

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 4,27, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{33,45}{1,60^2 \cdot 1,90} \cdot 4,27 = 0,0134$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 2,14$ cm

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{7,83}{1,90^2 \cdot 1,60} \cdot 4,27 = 0,0026$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,50$ cm

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 3,8 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 in oggetto risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel Par. 2.3 e nell'Appendice 1 del presente rapporto.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO: OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO – Scheda ING72 Rev. 00 TIPI09* Rapporto CESI A9036088: “Dimensionamento e verifica delle fondazioni: relazione metodologica”, rev. 00, dicembre 2009.
- [2] TERNA Stazioni elettriche A.T. 380 kV. *Fondazione per Sezionatori verticali TG71/3 per impiego in zone a bassa sismicità*, identificativo doc. Terna D C DS1000 U ST 00024, Rev. 00, maggio 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] Documento TERNA, “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo”, inviato via e-mail in data 11/04/2008.
- [8] Documento TERNA, “Calcolo delle sollecitazioni indotte da corto circuito – Stazioni 380 kV, Icc=50 kA”, Rev. 01, inviato via e-mail in data 17/11/2009.
- [9] 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 per basse sismicità (nuova taglia inferiore)

Questa fondazione è adeguata per:

- vento con:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione da I a V
 - $v_b = 36,3$ m/s
- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - accelerazione spettrale:
 - orizzontale al plateau $\leq 0,4000$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - verticale allo ZPA $\leq 0,1849$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
- momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore della flangia di interfaccia Pos. 2) $\leq 2\,459$ kg m
- corto circuito con:
 - $I_{cc} \leq$ di 50 kA
- terreno con tensione di rottura non inferiore a $2,4$ daN/cm², peso di volume non inferiore a 1800 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 10° , in corrispondenza a coesione pari a $0,27$ daN/cm²
- livello di falda a quota inferiore al piano di posa della fondazione (**terreno non saturo**)
- calcestruzzo: classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ N/mm²)
- classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1)
- acciaio delle armature: B450C



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



 Divisione Ambiente e Territorio di CESI S.p.A.	<i>Data:</i>	01/06/2010
	<i>Progettista:</i>	Fabrizio Gatti
	<i>Redatto:</i>	Giulia Bergamo
	<i>Verificato:</i>	Fabrizio Gatti
	<i>Approvato:</i>	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	01/06/2010	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 DS1000 U ST 00025	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 380 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS1000 U ST 00023 rev. 00 COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS1000 U ST 00025 rev. 00	

CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONI PER APPARECCHIATURE UNIPOLARI (PORTALE SBARRE SENZA LAME DI TERRA) TG71/4 PER IMPIEGHI IN ZONA A BASSA SISMICITÀ	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS1000 U ST 00025_4	---	A4	---	01/30

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: OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO Scheda ING72 Rev. 00 TIPI09
Lotto 380 kV
Calcolo di verifica delle fondazioni per apparecchiature unipolari (portale sbarre senza lame di terra) TG71/4 adatte ad impiego in zone a bassa sismicità.

Ordine Contratto 3000029140 Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2009

Note AT09SRC003 – Lettera di trasmissione B0004567

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

N. pagine 29 **N. pagine fuori testo** 0

Data 1 giugno 2010

Elaborato SRC - Bergamo Giulia

B0014814-114975-AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio

B0014814-114965-VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi

B0014814-777241-APP



Indice

1	SCOPO	3
2	CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI	4
2.1	Caratteristiche dei materiali.....	4
2.2	Caratteristiche geometriche.....	5
2.3	Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione	5
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	Spettro di risposta elastico.....	8
3.6.2	Spettro di progetto per lo stato limite ultimo.....	10
3.6.3	Spettri impiegati nella verifica	11
3.6.4	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	12
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	13
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	13
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	13
4	TIPO DI VERIFICA	14
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	14
5.1	Stati limite ultimi.....	14
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	14
5.1.2	Combinazioni eccezionali	15
5.1.3	Combinazioni sismiche	15
5.2	Stati limite di esercizio	16
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	16
7	CALCOLI DI VERIFICA	16
7.1	Sollecitazioni massime sulle fondazioni	17
7.2	Verifica al ribaltamento.....	19
7.3	Verifica della capacità portante.....	20
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	21
7.5	Verifica strutturale.....	21
7.5.1	Verifica flessionale della piastra di base	22
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	24
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	24
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	25
9	CONCLUSIONI	26
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	26
	APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo	28

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	01/06/2010	B0014814	Prima emissione

1 SCOPO

A seguito del processo di standardizzazione delle carpenterie di sostegno e delle fondazioni delle apparecchiature elettromeccaniche di sottostazione svolto nel corso del 2008 (scheda TIPI), è stato predisposto un nuovo unificato Terna, progettato sulla base delle più gravose condizioni di esercizio ed eccezionali, relativamente al sisma (periodo di ritorno 2475 anni, accelerazione di picco al suolo 0,62 g), al corto circuito (correnti di corto circuito Icc di 40 kA, 50 kA e 63 kA, rispettivamente per le taglie 150, 220 e 380 kV), al vento (velocità di riferimento di 48 m/s, altitudine di 1500 m, categoria di esposizione III), in accordo alle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC) di cui al D.M. 14/01/2008. Tale riprogettazione ha interessato le taglie 220 kV e 380 kV.

Terna ha però l'esigenza di disporre di alternative più economiche di carpenterie e fondazioni, congruenti con condizioni di esercizio ed eccezionali diverse dai massimi per i quali si è riprogettato il nuovo unificato.

L'attività ha perciò l'obiettivo di ridefinire le dimensioni delle fondazioni delle apparecchiature di stazione delle taglie 220 e 380 kV in funzione di tale esigenza, per adattare a condizioni di utilizzo non così estreme come ipotizzato in TIPI 2008.

Per ciò che riguarda l'entità dei carichi relativi al corto circuito da considerare, Terna ha richiesto di verificare le fondazioni per correnti di corto circuito Icc inferiori ai massimi considerati in TIPI 2008, indicando valori pari a 50 kA e 40 kA rispettivamente per le taglie 380 kV e 220 kV.

Nel dettaglio, si sono individuate due ulteriori taglie di fondazioni, in aggiunta a quella definita in TIPI2008:

- **Fondazione per basse sismicità (nuova taglia inferiore)**, di dimensioni geometriche simili a quelle delle fondazioni del preesistente unificato (antecedente a quello definito in TIPI2008);
- **Fondazione per medie sismicità (nuova taglia intermedia)**, di dimensioni corrispondenti a valori intermedi tra quelle del preesistente unificato e del nuovo unificato (TIPI 2008).

I criteri di definizione delle dimensioni sono stati i seguenti:

- nel caso della **fondazione per basse sismicità (nuova taglia inferiore)** sono state fissate a priori le dimensioni della piastra di base (il batolo è stato tenuto uguale alla configurazione precedente); con tali dimensioni, si sono ricercati i valori massimi di sollecitazione sismica e di vento che consentivano il rispetto della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante; le dimensioni fissate a priori coincidono, come accennato, con quelle delle fondazioni del preesistente unificato; per omogeneità ed in accordo a quanto previsto dal DM 14/01/2008 si è adeguato il valore del copriferro, portandolo dai 2 cm originari ai 4 cm attuali; per quanto concerne il corto circuito, si è verificato quale, tra i due livelli forniti da Terna, fosse compatibile, ai fini della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante, con le dimensioni prefissate;
- nel caso della **fondazione per medie sismicità (nuova taglia intermedia)** si è scelto un valore di sollecitazione sismica riscontrabile (come valore spettrale massimo) in circa il 55% dei punti griglia costituenti la copertura del territorio nazionale, secondo quanto riportato nel D.M. 14/01/2008; le dimensioni della piastra di base sono state quindi individuate sulla base del soddisfacimento della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante nei confronti del sisma;

successivamente, si è valutato il valore di velocità del vento e di intensità della corrente di corto circuito compatibili con le misure geometriche di fondazione fissate.

Si è quindi proceduto alla progettazione strutturale delle fondazioni.

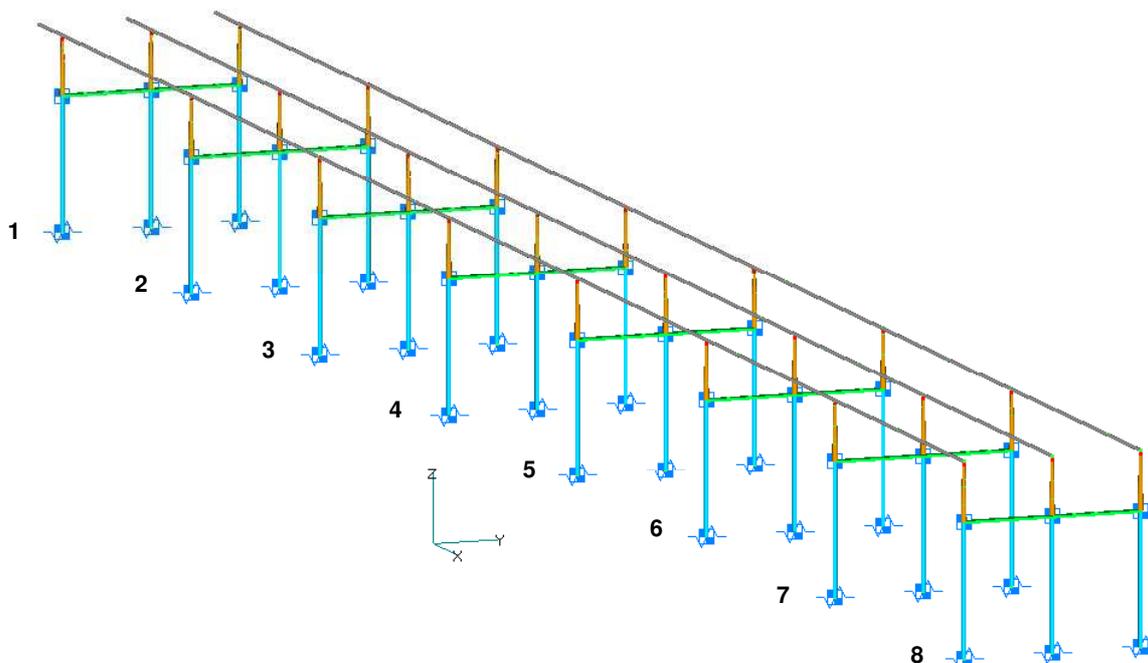
La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione avente la nuova taglia inferiore per il portale sbarre senza lame di terra della sezione 380 kV.

Nel dettaglio, le apparecchiature, elencate da Terna, prese in considerazione sono le seguenti:

I parametri essenziali dell'apparecchiatura sono descritti in tabella (i dati geometrici e ponderali includono i supporti metallici, gli isolatori in porcellana e le sbarre d'alluminio di un insieme di 8 portali). Il collegamento tra i vari portali è costituito da tre tubi rigidi (sbarre) in lega d'alluminio Ø220/207 montati su isolatori in porcellana.

ID	H totale [mm]	Profondità max [mm]	Larghezza max [mm]	Massa totale [Kg]	H CG totale [mm]	Note
1	11800	158000 (lunghezza totale sbarre) 22000 (distanza tra due PS consecutivi)	11000	27608	7928	Modello beam dettagliato e "tarato" sulla base di attività dei primi anni 90

Sotto è riportato schema del modello utilizzato per i calcoli delle azioni.



La verifica delle fondazioni è stata condotta in conformità ai criteri di:

- valutazione delle azioni elementari;
- combinazione delle azioni elementari;
- verifica agli stati limite ultimi;

esposti nel doc. [1].

2 CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI

2.1 Caratteristiche dei materiali

Il calcestruzzo delle fondazioni è in classe $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$, 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 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

2.2 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per il portale sbarre è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Essa è costituita da una piastra di base a contatto con il terreno sulla quale è impostato un batolo, che funge da base di appoggio dell'apparecchiatura.

La piastra ha dimensioni di $2,04 \times 2,04 \times 0,3 \text{ m}$; il batolo ha dimensioni $0,6 \times 0,8 \times 0,5 \text{ m}$, sporge dal terreno per $0,1 \text{ m}$, ed è provvisto di quattro tirafondi $\varnothing 30 \text{ mm}$ disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm , per l'installazione delle apparecchiature. Il batolo è posizionato sulla mezzeria della piastra sia in direzione ortogonale alla linea che in direzione parallela alla stessa.

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 $\sigma_{rott} / R_i = 2,4 / R_i \text{ daN/cm}^2$.

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 in direzione X: armatura inferiore e superiore	Ferri della piastra di base in direzione Y: armatura inferiore e superiore	Ferri verticali batolo
1,488	3721	8Ø12	8Ø12	8Ø10

2.3 Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione

Le verifiche sono state effettuate nell'ipotesi di terreno, avente le seguenti caratteristiche:

- Peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/m}^3$;
- Indice dei vuoti $e = 0,11$;
- Peso di volume immerso $\gamma' = 900 \text{ daN/m}^3$.

Il livello di falda è stato considerato al di sotto del piano di fondazione.

La capacità portante delle fondazioni è stata valutata in modo parametrico considerando caratteristiche di angolo d'attrito ϕ' , coesione c' e indice dei vuoti variabili, fino ad un valore minimo di ϕ' , 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:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi'} \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$$

ϕ' = angolo d'attrito

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

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

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

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

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

B' = larghezza efficace della fondazione

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

L' = 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'

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

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

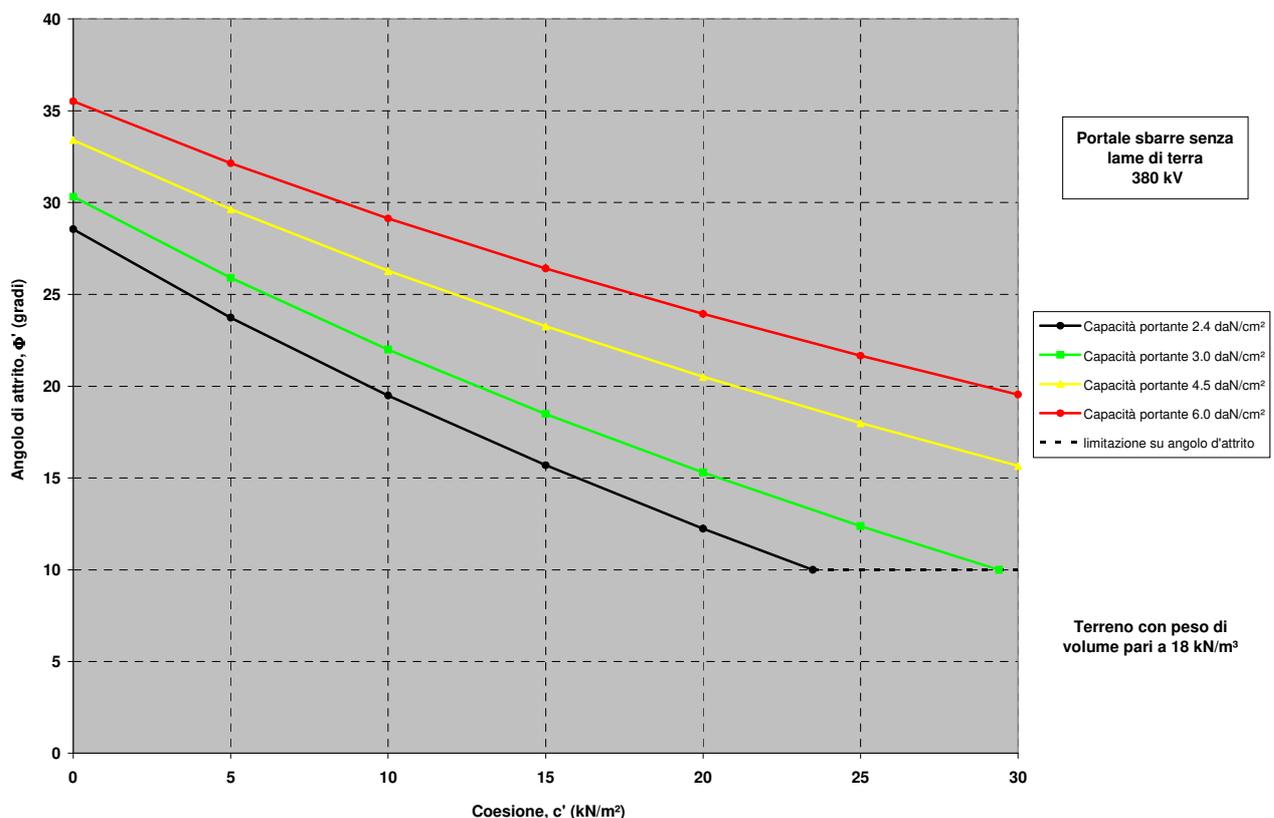
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

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 alla combinazione di carico EQU, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 10°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,235 daN/cm².

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 appositi documenti (Rif. [7] e [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 (50 kA) [N]	Tiro composto (63 kA) [N]
Portale sbarre senza LT	2540	-	4240

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 I, cioè quella che considera i valori maggiori;
- 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 [9];
- 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, identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione.

Nel dettaglio, la velocità del vento, v_b , considerata è pari a 25,0 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

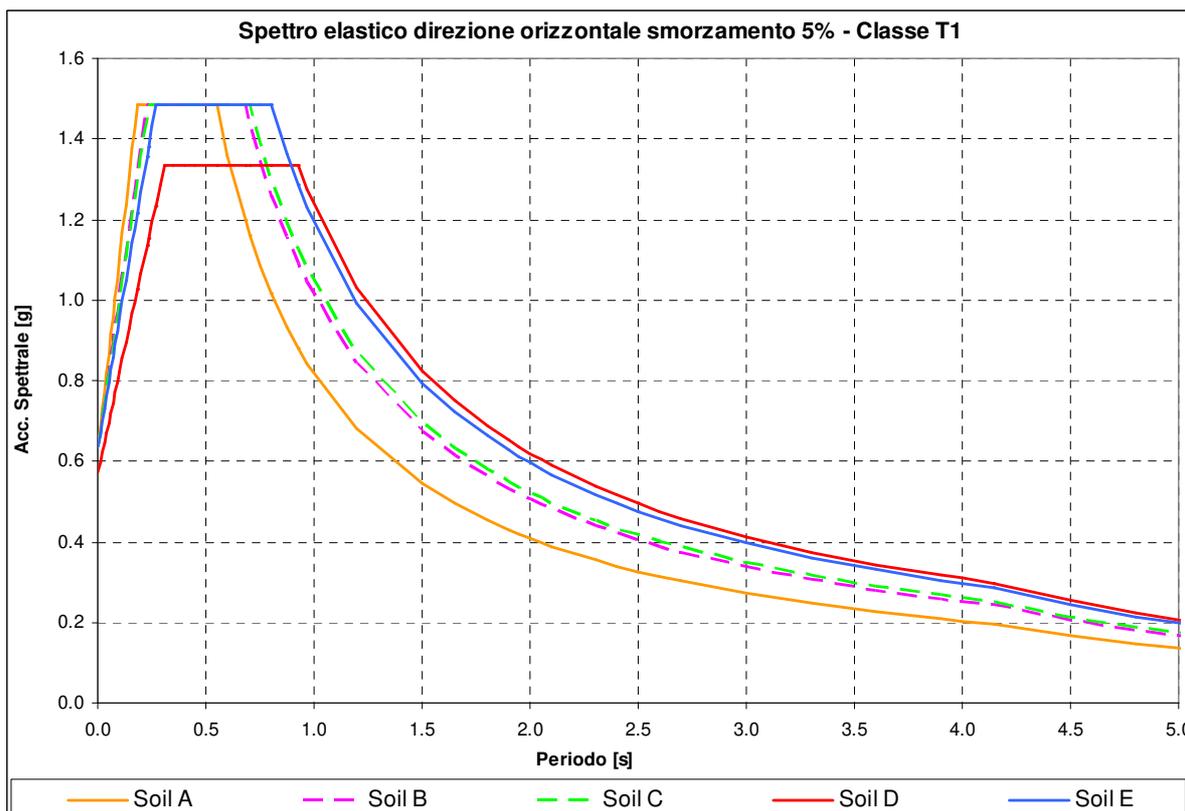
3.6.1 Spettro di risposta elastico

La normativa sismica (rif. [3]) prevede che l'azione sismica rappresentante il moto di un punto della superficie terrestre sia descritta da uno spettro di risposta elastico, uguale per entrambe le direzioni ortogonali orizzontali nelle quali si immagina scomposto il moto. In mancanza di studi specifici di sito, la normativa propone altresì uno spettro di risposta della componente verticale.

Nel corso delle attività svolte nel 2008 (scheda TIPI), per il dimensionamento del nuovo unificato, i valori di progetto di a_g , F_o e T_C^* , disponibili per diversi periodi di ritorno nella tabella allegata al riferimento [3] in funzione di diversi punti griglia localizzati sul territorio nazionale, sono stati scelti, in accordo con il Committente, nella zona a più alta intensità del territorio nazionale.

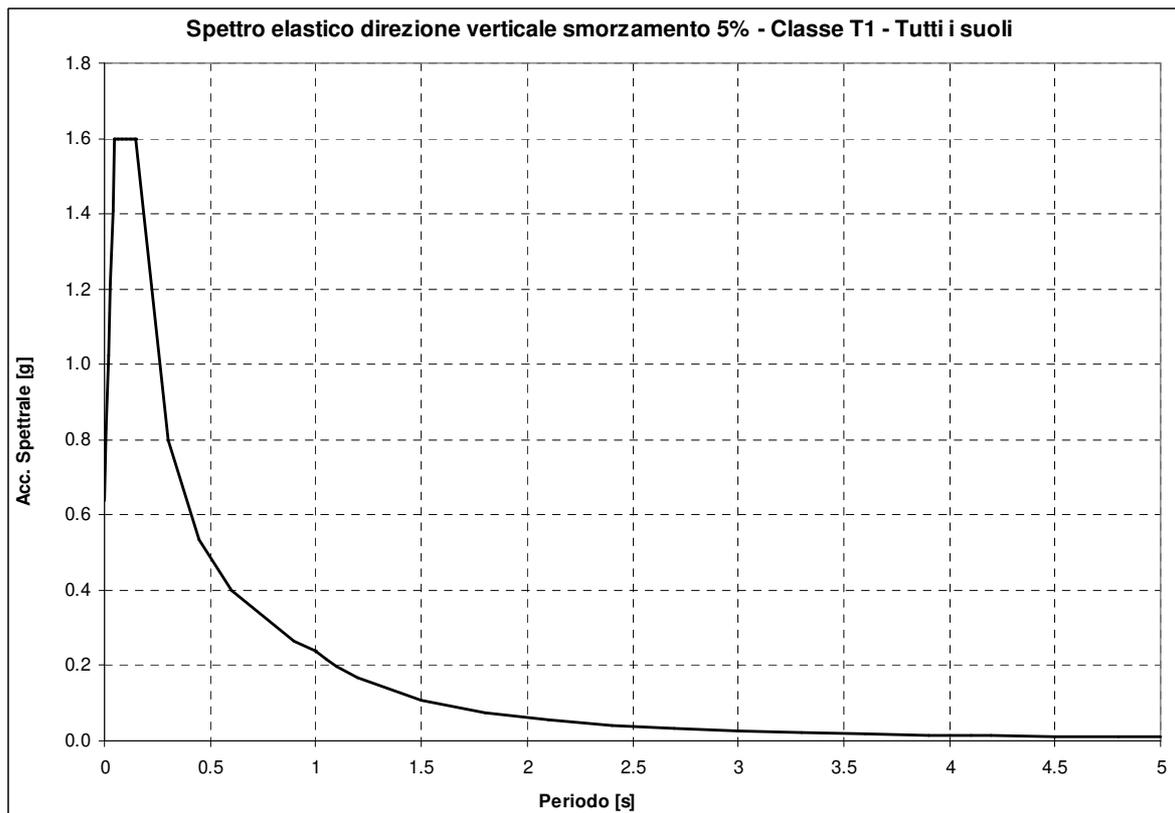
Nel diagramma sotto riportato sono rappresentati, per tutte le categorie di suolo, gli spettri relativi al periodo di ritorno di 2475¹ anni valutati nei due punti griglia (vedi tabella sottostante) a più alto valore di a_g individuati sul territorio nazionale (i due punti si trovano in Sicilia nella zona vicino a Cassaro Ferla).

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_C^* [s]
49418	14.929	37.175	6,247	2,33	0,55
49640	14.927	37.125	6,247	2,33	0,55



Per quanto concerne la componente verticale, la sua forma è descritta nello spettro sotto riportato.

¹ Considerando, per le stazioni, una classe d'uso IV il periodo di ritorno di 2475 anni ci riporta ad una vita nominale dell'impianto di circa 130 anni.



La necessità di installare le stesse apparecchiature e carpenterie in siti differenti, caratterizzati da condizioni del suolo e zone sismiche diverse ha reso necessario, con la vigente normativa, scegliere il periodo di ritorno più alto (2475 anni) e la classe topografica T1; poiché per la verifica si utilizza, per la direzione orizzontale, il valore del plateau dello spettro si osserva che esso è identico per tutti i suoli ad esclusione del suolo D che presenta un valore leggermente inferiore.

3.6.2 Spettro di progetto per lo stato limite ultimo

Le capacità dissipative della struttura possono essere tenute in conto mediante un “fattore di struttura” q , riduttivo delle forze elastiche. Tale fattore dipende dal materiale e dalle tipologie strutturali in esame.

Le componenti sia orizzontali che verticali dell’azione sismica vengono ridotte dello specifico fattore di struttura q . Le formule che descrivono gli spettri di progetto sono le stesse già definite per lo spettro elastico divise per questo fattore di struttura q .

3.6.2.1 Fattore di struttura

Componenti orizzontali

In base a quanto descritto nel par. 7.5.2 di [3], le strutture delle apparecchiature di stazione possono definirsi come **Struttura a mensola o a pendolo invertito**, costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.

Il fattore di struttura q è definito dalla relazione seguente (vedasi equazione 7.3.1 del par. 7.3.1 di [3]):

$$q = q_0 \cdot K_R$$

nella quale:

- q_0 dipende dalla classe di duttilità (ossia dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati);

- K_R dipende dalle caratteristiche di regolarità della costruzione (pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza).

Nel caso in esame:

- $q_0 = 2$, vedasi tabella 7.5.II, par. 7.5.2.2 di [3];
- $K_R = 1$, vedasi par. 7.3.1 di [3];

da cui ne deriva, per le componenti orizzontali, $q = 2$

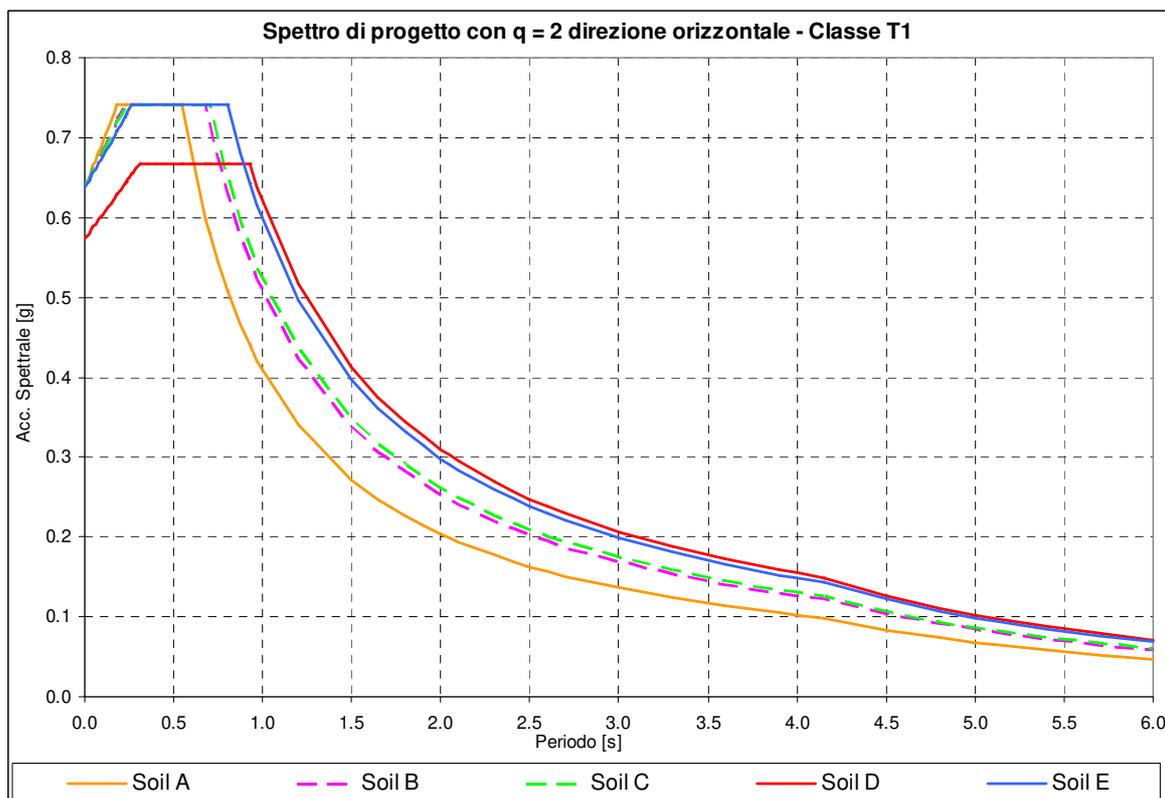
Componente verticale

Il fattore di struttura è assunto pari a 1,5 per qualsiasi materiale e tipologia strutturale (vedasi par. 7.3.1 di [3]).

3.6.3 Spettri impiegati nella verifica

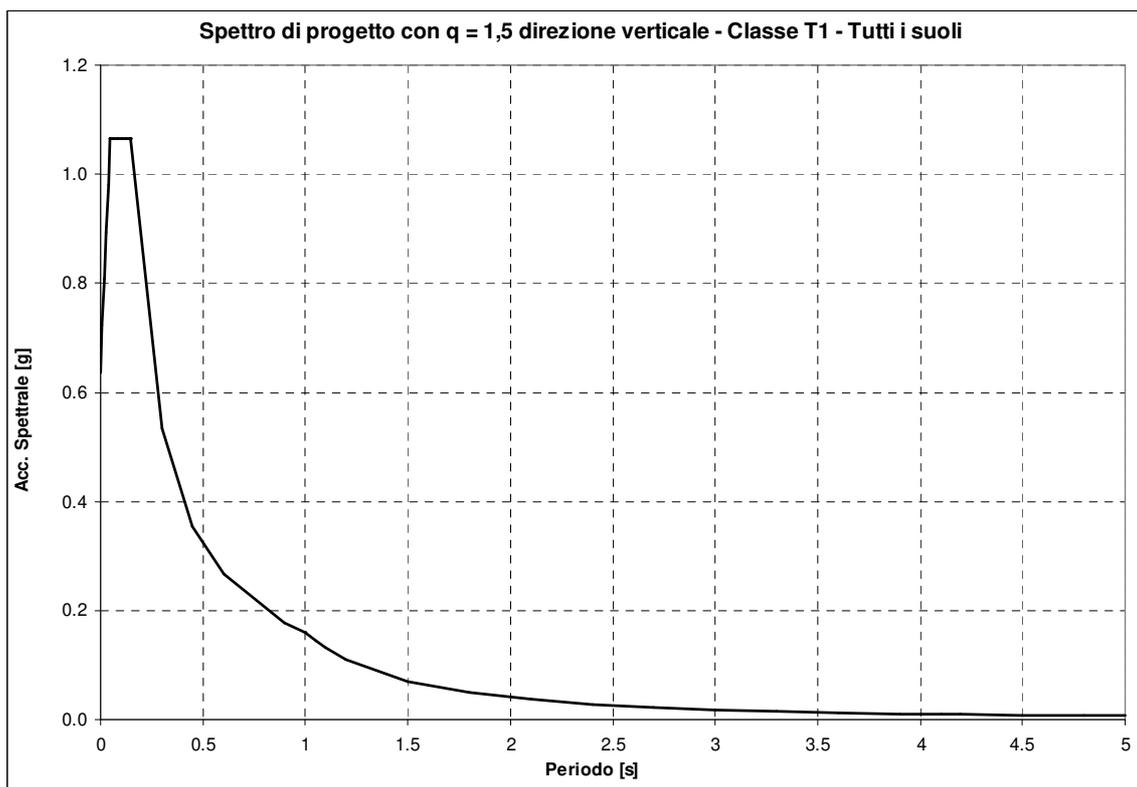
3.6.3.1 Componenti orizzontali

Il diagramma che segue 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 (rispetto allo spettro elastico nelle formule si sostituisce η con $1/q$).



3.6.3.2 Componente verticale

Il diagramma che segue 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 $1/q$).



In particolare, la fondazione oggetto del presente rapporto è stata progettata per le medie sismicità e quindi si è individuata un'intensità sismica unica, per tutte le fondazioni di questa categoria, con un valore del "plateau" orizzontale di progetto pari a 0,4608 g.

Questa scelta è stata presa in considerazione del fatto che valori inferiori o pari a quello sopra riportato sono riscontrabili nel 55% dei punti griglia costituenti la copertura del territorio nazionale. Il punto griglia avente le suddette caratteristiche (vedi tabella 2 del doc. [3]) è riportato in calce.

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_0	T_C^* [s]	Plateau orizzontale di progetto [g/10]	ZPA verticale di progetto [g/10]
30511	12.557	41.431	1,083	2,87	0,36	2,797	0,486

Il valore del plateau è stato calcolato per il punto griglia indicato per un suolo tipo D, in quanto questo suolo dà un valore di plateau superiore a tutte le altre tipologie di suolo. Poiché tutte le azioni sul portale sbarre sono state calcolate con un modello, la valutazione delle azioni sismiche nelle tre direzioni ortogonali è stata eseguita dando gli spettri (uno per le direzioni orizzontali e uno per la direzione verticale) in input al modello. Quindi la fondazione del portale sbarre senza lame di terra è verificata per questo spettro oggetto della verifica.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; tuttavia, in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo. Per il portale sbarre, i collegamenti con le altre apparecchiature (sezionatori verticali) sono di tipo flessibile; tuttavia, si è ipotizzato che i sezionatori verticali fossero tutti aperti e, in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte del contatto fisso ancorato alle sbarre.

3.7 Condizione di carico da corto circuito

3.7.1 Definizione del carico da corto circuito

I carichi da corto circuito sono stati comunicati da Terna; i relativi valori sono tratti dai rif. [7] e [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 [7] e [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'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 dai documenti di riferimento [7] e [8] derivano da un calcolo eseguito da Terna per una corrente di corto circuito pari a 63 kA e 50 kA. Gli effetti di corto circuito sono stati inoltre calcolati nelle condizioni di tiro iniziale più gravose tra quelle previste nel rif. [6], ossia -20 °C per il "pinch" e lo "swing" e +60 °C per il "drop". I valori comunicati da Terna per le apparecchiature in esame, con le relative direzioni di applicazione, sono i seguenti:

Icc = 63 kA (Rif. [7])

Apparecchiatura	Swing [N]	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
	X		Z	Y
Portale sbarre senza LT	8440	7530	0	0

Icc = 50 kA (Rif. [8])

Apparecchiatura	Swing [N]	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
	X		Z	Y
Portale sbarre senza LT	-	-	-	-

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

La corrente di corto circuito di riferimento per le verifiche delle fondazioni è stata identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione; è stato perciò adottato per ogni diversa fondazione il valore tra i due definiti (63 o 50 kA) che permettesse una verifica positiva.

Nel dettaglio l'Icc considerata è stata pari a 63 kA.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; tuttavia, in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo. Per il portale sbarre, i collegamenti con le altre apparecchiature (sezionatori verticali) sono di tipo flessibile; tuttavia, si è ipotizzato che i sezionatori verticali fossero tutti aperti e, in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte del contatto fisso ancorato alle sbarre.

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 del trasformatore 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;

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. [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

Per i portali sbarre, con riferimento a [6] par. 3.2, nella condizione eccezionale relativa al sisma, deve essere considerato il solo peso proprio e il carico inerziale derivante dall'applicazione del sisma stesso. Si considerano perciò come non agenti il tiro dovuto alla presenza del ghiaccio e del vento (componenti verticali e trasversali del tiro di linea).

Il tiro di linea non è stato preso in considerazione, nel caso in esame, date le modalità di utilizzo del portale sbarre.

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] Par. 6.4.2.2), 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 seguito vengono espone le verifiche sulle fondazioni, citate al Paragrafo 6, nei confronti delle combinazioni di carico più penalizzanti per ogni singola verifica/apparecchiatura installata.

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 verificano a flessione retta le due sporgenze rispetto al batolo nelle direzioni X (trasversale alla linea) e Y (longitudinale), calcolando i momenti flettenti nell'ipotesi di incastro ed assumendo che la forza di reazione dovuta alla pressione del terreno sia pari al valore massimo calcolato, diminuito del peso della sporgenza stessa, comprensivo di sovraccarico del terreno, e sia uniformemente distribuita sull'area della sporgenza stessa;
- si verificano a taglio le sezioni d'incastro delle due sporgenze in X e Y;

- 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 sulle fondazioni

Per la verifica delle fondazioni si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alle stesse:

- 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.

Le tabelle che seguono riportano, per ogni condizione di sollecitazione massima, i valori di M_x , M_y , T_x , T_y e N agenti sul sostegno metallico esaminato; tali valori sono le sollecitazioni applicate dalla struttura di supporto dell'apparecchiatura alla base superiore del batolo.

Dall'analisi delle combinazioni delle azioni citate al paragrafo 5.1 è risultato che le condizioni di carico più penalizzanti per la struttura e per entrambe le apparecchiature sono relative alle combinazioni EQU e A1-M1-R3 per rottura terreno (stato limite ultimo), a seconda delle verifiche considerate.

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]
Portale sbarre senza LT	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	2376	-412	2177	498	-615
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1426	-247	3648	835	-43
	Minima azione assiale	EQU	1426	-247	3648	835	-43

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]
Portale sbarre senza LT	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3 per rottura terreno	2376	-412	2186	494	-166
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3 per rottura terreno	1426	-247	3657	831	396
	Minima azione assiale	A1-M1-R3 per rottura terreno	1426	-247	3657	831	396

Come già indicato, detti T_x e T_y i tagli ed M_x , M_y i momenti flettenti alla base della carpenteria, i momenti flettenti:

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

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 presa al 30% nelle condizioni di sollecitazione di momento massimo attorno ai due assi orizzontali e al 100% nella condizione di sollecitazione di minima azione assiale.

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

Nella valutazione del peso P sono stati applicati i coefficienti parziali per le azioni relativi alla combinazione di carico utilizzata. E' stato inoltre trascurato il peso dei setti di calcestruzzo costituenti il pozzetto.

I carichi risultanti, utilizzati per la verifica della fondazione, definiti secondo gli assi X e Y sono riportati di seguito.

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]
Portale sbarre senza LT	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	2706	-412	2584	498	-5901
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1624	-247	4325	835	-5339
	Minima azione assiale	EQU	1624	-247	4325	835	-5339

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]
Portale sbarre senza LT	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3 per rottura terreno	2706	-412	2572	494	-8899
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3 per rottura terreno	1624	-247	4313	831	-8337
	Minima azione assiale	A1-M1-R3 per rottura terreno	1624	-247	4313	831	-8337

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]	10
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.175
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.235
Peso specifico terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Indice dei vuoti, e [-]	0.11
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	1800
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	0
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{clz} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{clz} [daN/m ³]	2500
Dimensioni fondazione	
Lato piastra in direzione X, BX' [cm]	204
Lato piastra in direzione Y, BY' [cm]	204
Lato batolo in direzione X, b [cm]	60
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l [cm]	80
Lato batolo in direzione Y senza pozzetto, [cm]	80
Eccentricità batolo, $e_{BY'}$ [cm]	0.0
Eccentricità batolo, $e_{BX'}$ [cm]	0
Altezza batoli, 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.

Nelle verifiche 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]	2706	1624	1624
M stab X' [daNm]	6019	5446	5446
$\mu_{rib X'}$ [-]	2.22	3.35	3.35
$\mu_{rib X'} > 1$?	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	2584	4325	4325
M stab Y' [daNm]	6019	5446	5446
$\mu_{rib Y'}$ [-]	2.33	1.26	1.26
$\mu_{rib Y'} > 1$?	SI	SI	SI

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	2706	1624	1624
M stab X' [daNm]	9077	8503	8503
μ rib X' [-]	3.35	5.24	5.24
μ 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]	2572	4313	4313
M stab Y' [daNm]	9077	8503	8503
μ rib Y' [-]	3.53	1.97	1.97
μ rib Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Le verifiche a ribaltamento attorno ai due assi ortogonali delle fondazioni X e Y risultano soddisfatte.

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.

Combinazione EQU

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.46	0.30	0.30
<i>Controllo parzializzazione</i>	plinto parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.44	0.81	0.81
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY' / BY' [-]	0.225	0.149	0.149
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.215	0.397	0.397
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	41616		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	4.773	10.242	10.242
Tensione terreno, σ_t [daN/cm²]	0.68	1.31	1.31
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	3.55	1.83	1.83
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.30	0.19	0.19
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.29	0.52	0.52
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY' / BY' [-]	0.149	0.095	0.095
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.142	0.254	0.254
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	41616		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	2.890	3.603	3.603
Tensione terreno, σ_t [daN/cm²]	0.62	0.72	0.72
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	3.88	3.33	3.33
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	SI	SI	SI

Le verifiche di capacità portante del terreno di fondazione risultano soddisfatte.

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.

Nelle verifiche 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 scorrimento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Forza attrito in direzione X', FX' [daN]	1041	941	941
μ sic X' [-]	2.09	1.13	1.13
mu sic X' > 1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	1041	941	941
μ sic Y' [-]	2.52	3.80	3.80
mu sic Y' > 1 ?	Sì	Sì	Sì

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

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]	1569	1470	1470
μ sic X' [-]	3.18	1.77	1.77
mu sic X' > 1.1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	1569	1470	1470
μ sic Y' [-]	3.80	5.94	5.94
mu sic Y' > 1.1 ?	Sì	Sì	Sì

Le verifiche di scorrimento sul piano di posa delle fondazioni risultano soddisfatte.

7.5 Verifica strutturale

Lo schema strutturale adottato per la verifica delle sporgenze della base delle fondazioni rispetto al batolo è quello di trave incastrata ad un'estremità, di luce pari alle dimensioni della sporgenza stessa:

- 0,72 m in direzione X;
- 0,62 m in direzione Y,

di spessore pari a quello della piastra di fondazione (0,30 m) e di larghezza pari alla piastra, ovvero:

- 2,04 m sia in direzione X che Y;

La trave si considera uniformemente caricata nel modo seguente:

- dal peso del terreno che insiste sulla piastra; dato che la sporgenza dal terreno del batolo 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, in sicurezza, corrispondente alla pressione massima agente sulla superficie di base della trave.

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.

La verifica delle sezioni in calcestruzzo armato è stata eseguita utilizzando il programma VcaSlu ver. 7.5 del 16/6/2009, sviluppato 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 piastra di base

Si è proceduto alla verifica del dimensionamento nel caso più sfavorevole tra quelli analizzati.

La tensione massima trasmessa al terreno è pari a $0,72 \text{ daN/cm}^2$.

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

in direzione X e Y

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 1800 \times 10^{-6} \times 40 \times 204 = 14,69 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 2500 \times 10^{-6} \times 30 \times 204 = 15,30 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 0,72 \times 204 = 147,22 \text{ daN/cm}$.

Il momento flettente massimo è quindi:

- in direzione X: $(147,22 - 14,69 - 15,30) \times 100 \times 0,72^2 / 2 = 3039 \text{ daN}\cdot\text{m}$;
- in direzione Y: $(147,22 - 14,69 - 15,30) \times 100 \times 0,62^2 / 2 = 2253 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

Si considerano due sezioni uguali con le seguenti caratteristiche:

in direzione X e Y

- Sezione: $204 \times 30 \text{ cm}$;
- Copriferro: 4 cm ;
- Armatura superiore: $8 \text{ } \varnothing 12$;
- Armatura inferiore: $8 \text{ } \varnothing 12$;

e le si verificano nei confronti del massimo valore di momento calcolato.

7.5.2 Verifica a taglio della piastra di base

Il valore massimo del taglio è pari a:

- in direzione X: $(147,22 - 14,69 - 15,30) \times 100 \times 0,72 = 8441 \text{ daN}\cdot\text{m}$;
- in direzione Y: $(147,22 - 14,69 - 15,30) \times 100 \times 0,62 = 7269 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

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

direzione X

- Resistenza taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 20859 \text{ daN}$
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 8441 \text{ daN}$

direzione Y

- Resistenza a taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 20859 \text{ daN}$
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 7269 \text{ daN}$

Essendo, in entrambe le direzioni, $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

7.5.3 Verifica flessionale del batolo

Il batolo ha una sezione con le seguenti caratteristiche:

- Sezione: 80 x 60 cm;
- Copriferro: 4 cm
- I livello armatura: 3 Ø10
- II livello armatura: 2 Ø10
- III livello armatura: 3 Ø10

A favore di sicurezza, si considerano solamente le sollecitazioni trasmesse dalla struttura fuori terra sovrastante il batolo ed il peso proprio del batolo, trascurando eventuali effetti globalmente favorevoli dovuti a spinta attiva e passiva.

Nelle figure che seguono è riportata la verifica della sezione più sollecitata.

Titolo: Fondazione Portale sbarre 380 kV bassa sismicità

N° Vertici: Zoom N° barre: Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	0.79	4.5	4.5
2	80	0	2	0.79	4.5	30
3	80	60	3	0.79	4.5	55.5
4	0	60	4	0.79	40	4.5
			5	0.79	75.5	55.5
			6	0.79	40	55.5

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C **C32/40**

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} N/mm²

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ε_{syd} ‰ C_{c,adm} ‰

C_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²

 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m

M_{yRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d δ

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

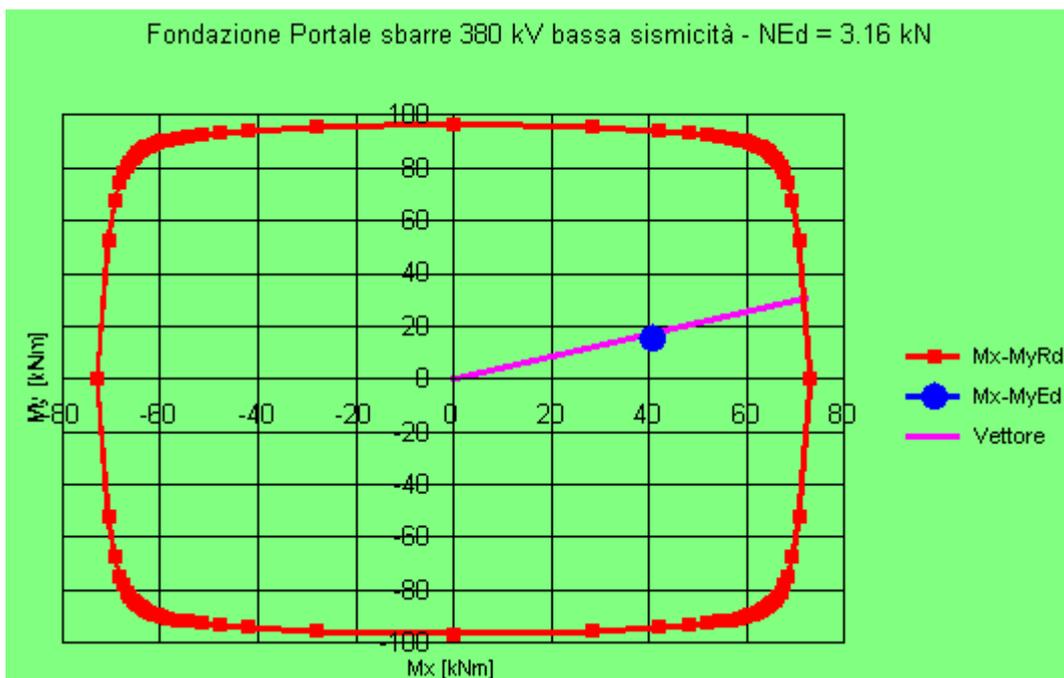
Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso



La verifica a presso-flessione deviata 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).

Si verifica 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 espressioni che seguono.

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.

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_0 = coefficiente di influenza (Bowles 1982).

Si riportano nel seguito le valutazioni per la fondazione considerata.

Nell'ipotesi di $E' = 2$ MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 0,82$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 17,95$ kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 17,95 \cdot 2,04 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 0,82 = 0,0136 \text{ m} = 1,36 \text{ cm}$$

Rotazione attorno all'asse y: $\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{1,99}{2,04^2 \cdot 2,04} \cdot 4,17 = 0,0004$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,09$ cm

Rotazione attorno all'asse x: $\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{15,65}{2,04^2 \cdot 2,04} \cdot 4,17 = 0,0035$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 0,71$ cm

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 2,16 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 in oggetto risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel Par. 2.3 e nell'Appendice 1 del presente rapporto.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO: OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO – Scheda ING72 Rev. 00 TIPI09* Rapporto CESI A9036088: “Dimensionamento e verifica delle fondazioni: relazione metodologica”, rev. 00, dicembre 2009.
- [2] *TERNA Stazioni elettriche A.T. 380 kV. Fondazione per apparecchiature unipolari (portale sbarre senza lame di terra) TG71/4 per impiego in zone a media sismicità*, Rev. 00 del maggio 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] Documento TERNA, “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo”, inviato via e-mail in data 11/04/2008.
- [8] Documento TERNA, “Calcolo delle sollecitazioni indotte da corto circuito – Stazioni 380 kV, Icc = 50 kA”, Rev. 01, inviato via e-mail in data 17/11/2009.
- [9] 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 per medie sismicità (nuova taglia inferiore)

Questa fondazione è adeguata per:

- vento con:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione da I a V
 - $v_b = 25,00$ m/s
- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - accelerazione spettrale secondo NTC costruita per suolo D con i valori:
 - $a_g = 1,083$ g/10 $F_o = 2,87$ $T_C^* = 0,36$ s
 - valore orizzontale del plateau $\leq 0,280$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - valore verticale dello ZPA $\leq 0,0481$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
- momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore della flangia di interfaccia): ≤ 4230 kgm totale per le tre fasi ^(#)
- corto circuito con:
 - $I_{cc} \leq a$ 63 kA
- terreno con tensione di rottura non inferiore a $2,4$ daN/cm², peso di volume non inferiore a 1800 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 10° , in corrispondenza a coesione pari a $0,235$ daN/cm²
- livello di falda a quota inferiore al piano di posa della fondazione (**terreno non 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

^(#) Per “apparecchiatura” si intende l'insieme costituito da tre isolatori in porcellana e dalla porzione di sbarre che insiste sul singolo portale. Tale porzione è stata valutata in $\frac{1}{2}$ campata da una parte e $\frac{1}{2}$ campata dall'altra del portale, cioè pari a un'intera campata di 22 m.



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

<i>Data:</i>	27/05/2010
<i>Progettista:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Redatto:</i>	Alessandro Cadore
<i>Verificato:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Approvato:</i>	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	27/05/10	Prima emissione	M. Amoretti	V. Iuliani	E. Di Bartolomeo
	N.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO	
Relazione di calcolo	R C DS1000 U ST 00025 (5/5)	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 380 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS1000 U ST 00023 rev. 00 CONSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS1000 U ST 00025 rev. 00	
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONI PER APPARECCHIATURE UNIPOLARI (PORTALE SBARRE CON LAME DI TERRA) TG71/5 PER IMPIEGHI IN ZONE A BASSA SISMICITA'	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS1000 U ST 00025_5	---	A4	---	01/34

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: OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO Scheda ING72 Rev. 00 TIPI09
Lotto 380 kV
Calcolo di verifica delle fondazioni per Portali sbarre con lame di terra TG71/5 adatte ad impiego in zone a bassa sismicità.

Ordine Contratto 3000029140 Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2009

Note AT09SRC003 – Lettera di trasmissione B0004567

PUBBLICATO B0014815 (PAD - 1338524)

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

N. pagine 33 **N. pagine fuori testo** 0

Data 27-05-2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro
B0014815 114933 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio
B0014815 114963 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi
B0014815 777241 APP

Mod. RISM v. 02

Indice

1	SCOPO	3
2	CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI	4
2.1	Caratteristiche dei materiali.....	4
2.2	Caratteristiche geometriche.....	4
2.3	Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione	5
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	6
3.1	Individuazione delle azioni	6
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	Spettro di risposta elastico.....	8
3.6.2	Spettro di progetto per lo stato limite ultimo.....	10
3.6.3	Spettri impiegati nella verifica	10
3.6.4	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	12
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	12
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	12
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	13
4	TIPO DI VERIFICA	13
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	13
5.1	Stati limite ultimi.....	13
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	13
5.1.2	Combinazioni eccezionali	14
5.1.3	Combinazioni sismiche	15
5.2	Stati limite di esercizio	15
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	15
7	CALCOLI DI VERIFICA	16
7.1	Sollecitazioni massime sulle fondazioni	16
7.2	Verifica al ribaltamento.....	21
7.3	Verifica della capacità portante.....	21
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	22
7.5	Verifica strutturale.....	23
7.5.1	Verifica flessionale della piastra di base	24
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	27
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	27
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	30
9	CONCLUSIONI	31
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	31
	APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo.....	32

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	27/05/2010	B0014815	Prima emissione

1 SCOPO

A seguito del processo di standardizzazione delle carpenterie di sostegno e delle fondazioni delle apparecchiature elettromeccaniche di sottostazione svolto nel corso del 2008 (scheda TIPI), è stato predisposto un nuovo unificato Terna, progettato sulla base delle più gravose condizioni di esercizio ed eccezionali, relativamente al sisma (periodo di ritorno 2475 anni, accelerazione di picco al suolo 0,62 g), al corto circuito (correnti di corto circuito Icc di 40 kA, 50 kA e 63 kA, rispettivamente per le taglie 150, 220 e 380 kV), al vento (velocità di riferimento di 48 m/s, altitudine di 1500 m, categoria di esposizione III), in accordo alle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC) di cui al D.M. 14/01/2008. Tale riprogettazione ha interessato le taglie 132-150 kV, 220 kV e 380 kV.

Terna ha però l'esigenza di disporre di alternative più economiche di carpenterie e fondazioni, congruenti con condizioni di esercizio ed eccezionali diverse dai massimi per i quali si è riprogettato il nuovo unificato.

L'attività ha perciò l'obiettivo di ridefinire le dimensioni delle fondazioni delle apparecchiature di stazione delle taglie 220 e 380 kV in funzione di tale esigenza, per adattare a condizioni di utilizzo non così estreme come ipotizzato in TIPI 2008.

Per ciò che riguarda l'entità dei carichi relativi al corto circuito da considerare, Terna ha richiesto di verificare le fondazioni per correnti di corto circuito Icc inferiori ai massimi considerati in TIPI 2008, indicando valori pari rispettivamente a 50 kA e 40 kA per le taglie 380 kV e 220 kV.

Nel dettaglio, si sono individuate due ulteriori taglie di fondazioni, in aggiunta a quella definita in TIPI2008:

- **Fondazione per basse sismicità (nuova taglia inferiore)**, di dimensioni geometriche simili a quelle delle fondazioni del preesistente unificato (antecedente a quello definito in TIPI2008);
- **Fondazione per medie sismicità (nuova taglia intermedia)**, di dimensioni corrispondenti a valori intermedi tra quelle del preesistente unificato e del nuovo unificato (TIPI 2008).

I criteri di definizione delle dimensioni sono stati i seguenti:

- nel caso della **fondazione per basse sismicità (nuova taglia inferiore)** sono state fissate a priori le dimensioni della piastra di base (il batolo è stato tenuto uguale alla configurazione precedente); con tali dimensioni, si sono ricercati i valori massimi di sollecitazione sismica e di vento che consentivano il rispetto della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante; le dimensioni fissate a priori coincidono, come accennato, con quelle delle fondazioni del preesistente unificato; per omogeneità ed in accordo a quanto previsto dal DM 14/01/2008 si è adeguato il valore del copriferro, portandolo dai 2 cm originari ai 4 cm attuali; per quanto concerne il corto circuito, si è verificato quale, tra i due livelli forniti da Terna, fosse compatibile, ai fini della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante, con le dimensioni prefissate;
- nel caso della **fondazione per medie sismicità (nuova taglia intermedia)** si è scelto un valore di sollecitazione sismica riscontrabile (come valore spettrale massimo) in circa il 55% dei punti griglia costituenti la copertura del territorio nazionale, secondo quanto riportato nel D.M. 14/01/2008; le dimensioni della piastra di base sono state quindi individuate sulla base del soddisfacimento della verifica al ribaltamento ed alla capacità portante nei confronti del sisma;

successivamente, si è valutato il valore di velocità del vento e di intensità della corrente di corto circuito compatibili con le misure geometriche di fondazione fissate.

Si è quindi proceduto alla progettazione strutturale delle fondazioni.

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione, avente la nuova taglia inferiore, per portali sbarre con lame di terra della sezione 380 kV.

La verifica delle fondazioni è stata condotta in conformità ai criteri di:

- valutazione delle azioni elementari;
- combinazione delle azioni elementari;
- verifica agli stati limite ultimi;

esposti nel documento [1].

2 CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI

2.1 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 $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- 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 in classe di resistenza C12/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$).

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 [4]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

2.2 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per portali sbarre con lame di terra è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Essa è costituita da una piastra di base a contatto con il terreno sulla quale è impostato un batolo, che funge da base di appoggio di uno dei piedritti del portale sbarre con lame di terra.

La piastra ha dimensioni di $1,90 \times 1,70 \times 0,3 \text{ m}$; il batolo ha dimensioni $0,6 \times 0,8 \times 0,5 \text{ m}$, sporge dal terreno per $0,1 \text{ m}$, ed è provvisto di quattro tirafondi $\varnothing 30 \text{ mm}$ disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm , per l'installazione delle apparecchiature. Il batolo è posizionato sulla mezzeria 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 $\sigma_{\text{rott}} / R_{i_s} = 2,4 / R_i$ daN/cm².

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 in direzione X: armatura inferiore e superiore	Ferri della piastra di base in direzione Y: armatura inferiore e superiore	Ferri verticali batolo
1,209	3023	9Ø10	8Ø10	9Ø10

2.3 Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione

Le verifiche sono state effettuate nell'ipotesi di terreno con peso di volume $\gamma = 1800$ daN/m³ e livello di falda al di sotto del piano di fondazione.

La capacità portante delle fondazioni è stata valutata in modo parametrico considerando caratteristiche di angolo d'attrito ϕ e coesione c variabili, fino ad un valore minimo di ϕ , 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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c \cdot \cot \phi)]^m \quad H = \text{carico orizzontale sulla fondazione}$$

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

$$m = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \theta = \text{angolo di applicazione di H rispetto alla direzione di } L'$$

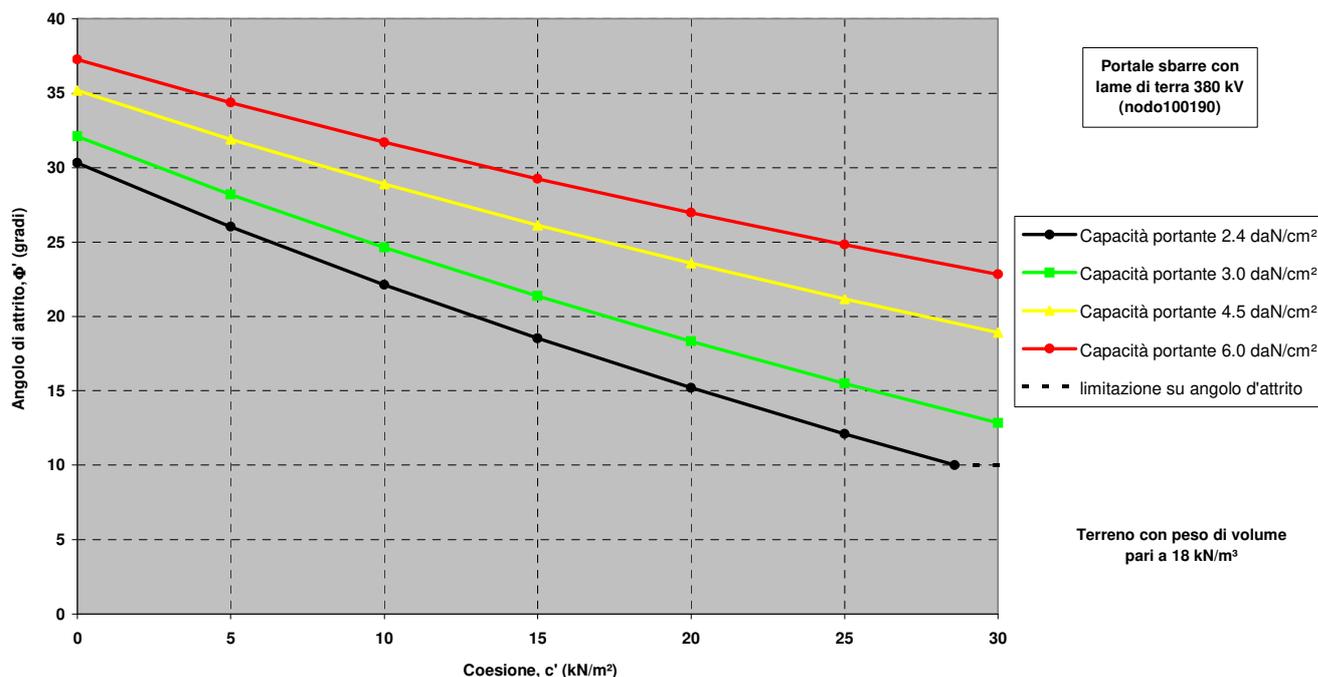
$$m_L = [2 + (L'/B')] / [1 + (L'/B')]$$

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

$$B' = B - 2 \cdot e_B \quad e_B = \text{eccentricità del carico in direzione della larghezza della fondazione}$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L \quad e_L = \text{eccentricità del carico in direzione della lunghezza della fondazione}$$

ottenendo le seguenti curve.



I carichi considerati per le valutazioni sono quelli relativi al nodo 100190 del portale sbarre ed alla combinazione di carico SLU EQU, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 10°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,29 daN/cm².

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 appositi documenti (Rif. [7] e [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 (50 kA) [N]	Tiro composto (63 kA) [N]
Portale sbarre con lame di terra	2540	--	4240

3.3 Montaggio

I valori dei carichi considerati sono stati stabiliti 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 I, cioè quella che considera i valori maggiori;
- 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 [8];

- 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, identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione.

Nel dettaglio la velocità del vento, v_b , considerata è stata pari a 25,0 m/s, valore minimo secondo la normativa di riferimento [3].

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

3.6.1 Spettro di risposta elastico

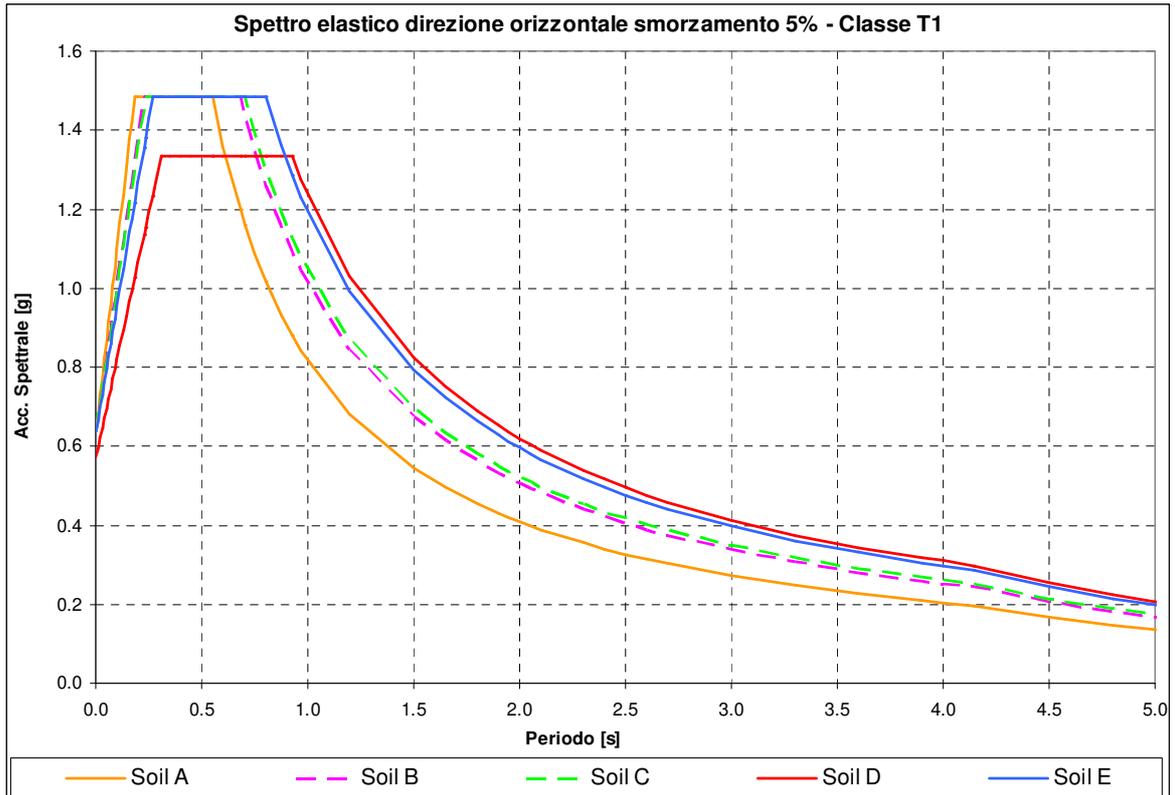
La normativa sismica (rif. [3]) prevede che l'azione sismica rappresentante il moto di un punto della superficie terrestre sia descritta da uno spettro di risposta elastico, uguale per entrambe le direzioni ortogonali orizzontali nelle quali si immagina scomposto il moto. In mancanza di studi specifici di sito, la normativa propone altresì uno spettro di risposta della componente verticale.

Nel corso delle attività svolte nel 2008 (scheda TIPI), per il dimensionamento del nuovo unificato, i valori di progetto di a_g , F_o e T_C^* , disponibili per diversi periodi di ritorno nella tabella allegata al riferimento [3] in funzione di diversi punti griglia localizzati sul territorio nazionale, sono stati scelti, in accordo con il Committente, nella zona a più alta intensità del territorio nazionale.

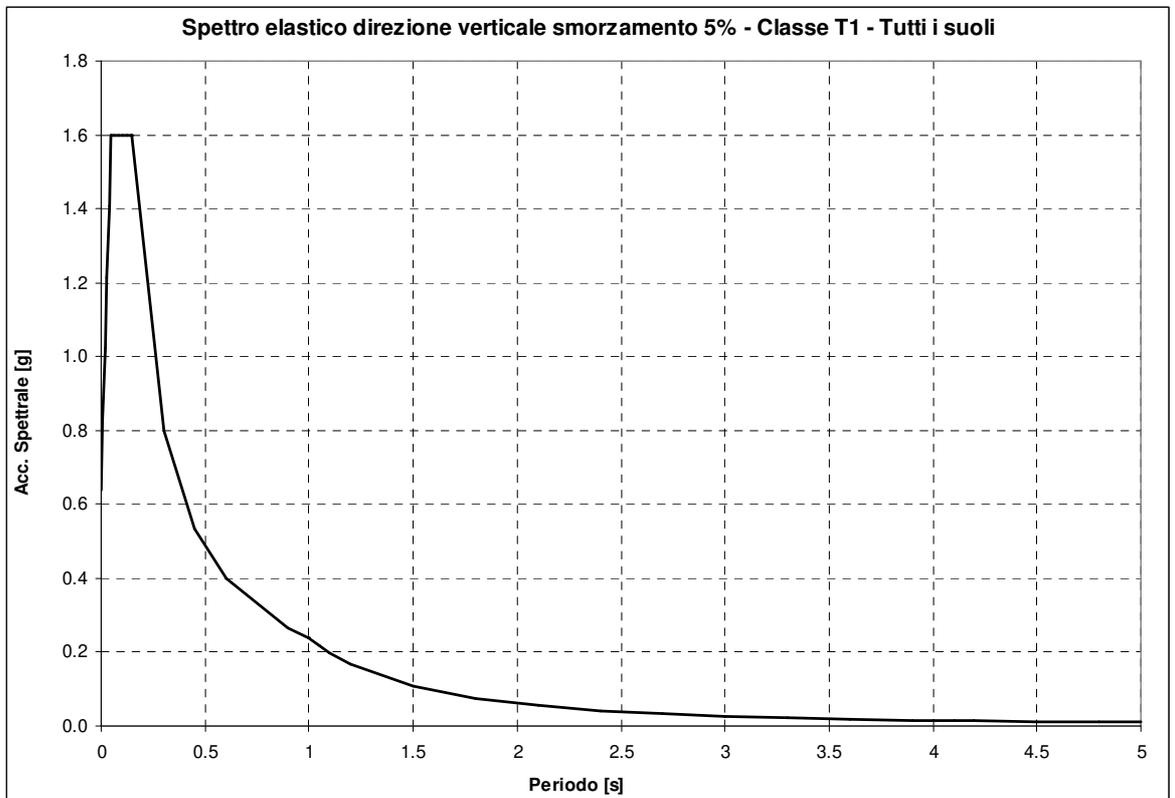
Nel diagramma sotto riportato sono rappresentati, per tutte le categorie di suolo, gli spettri relativi al periodo di ritorno di 2475¹ anni valutati nei due punti griglia (vedi tabella sottostante) a più alto valore di a_g individuati sul territorio nazionale (i due punti si trovano in Sicilia nella zona vicino a Cassaro Ferla).

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_C^* [s]
49418	14.929	37.175	6,247	2,33	0,55
49640	14.927	37.125	6,247	2,33	0,55

¹ Considerando, per le stazioni, una classe d'uso IV il periodo di ritorno di 2475 anni riporta ad una vita nominale dell'impianto di circa 130 anni.



Per quanto concerne la componente verticale, la sua forma è descritta nello spettro sotto riportato.



La necessità di installare le stesse apparecchiature e carpenterie in siti differenti, caratterizzati da condizioni del suolo e zone sismiche diverse ha reso necessario, con la vigente normativa, scegliere il periodo di ritorno più alto (2475 anni) e la classe topografica T1; poiché per la verifica si utilizza, per la direzione orizzontale, il valore del plateau dello spettro si osserva che esso è identico per tutti i suoli ad esclusione del suolo D che presenta un valore leggermente inferiore.

3.6.2 *Spettro di progetto per lo stato limite ultimo*

Le capacità dissipative della struttura possono essere tenute in conto mediante un “fattore di struttura” q , riduttivo delle forze elastiche. Tale fattore dipende dal materiale e dalle tipologie strutturali in esame.

Le componenti sia orizzontali che verticali dell’azione sismica vengono ridotte dello specifico fattore di struttura q . Le formule che descrivono gli spettri di progetto sono le stesse già definite per lo spettro elastico divise per questo fattore di struttura q .

3.6.2.1 *Fattore di struttura*

Componenti orizzontali

In base a quanto descritto nel par. 7.5.2 di [3], le strutture delle apparecchiature di stazione possono definirsi come **Struttura a mensola o a pendolo invertito**, costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.

Il fattore di struttura q è definito dalla relazione seguente (vedasi equazione 7.3.1 del par. 7.3.1 di [3]):

$$q = q_0 \cdot K_R$$

nella quale:

- q_0 dipende dalla classe di duttilità (ossia dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati);
- K_R dipende dalle caratteristiche di regolarità della costruzione (pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza).

Nel caso in esame:

- $q_0 = 2$, vedasi tabella 7.5.II, par. 7.5.2.2 di [3];
- $K_R = 1$, vedasi par. 7.3.1 di [3];

da cui ne deriva, per le componenti orizzontali, $q = 2$

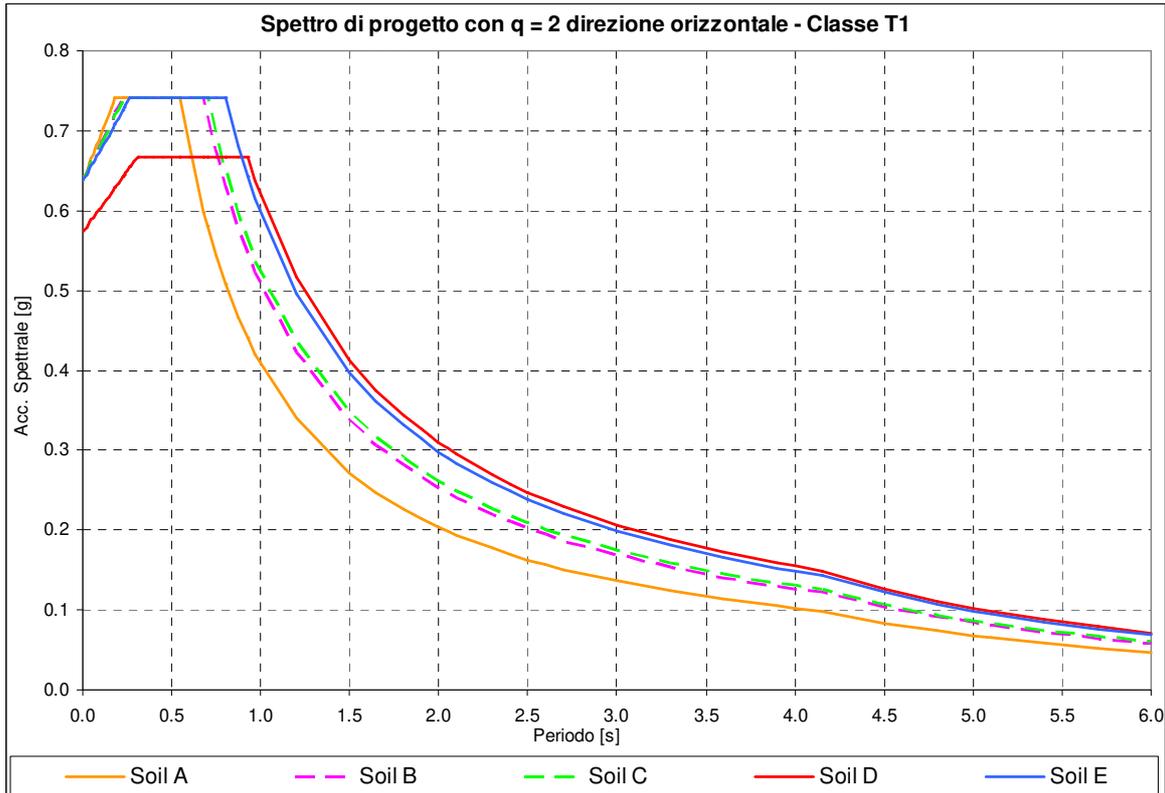
Componente verticale

Il fattore di struttura è assunto pari a 1,5 per qualsiasi materiale e tipologia strutturale (vedasi par. 7.3.1 di [3]).

3.6.3 *Spettri impiegati nella verifica*

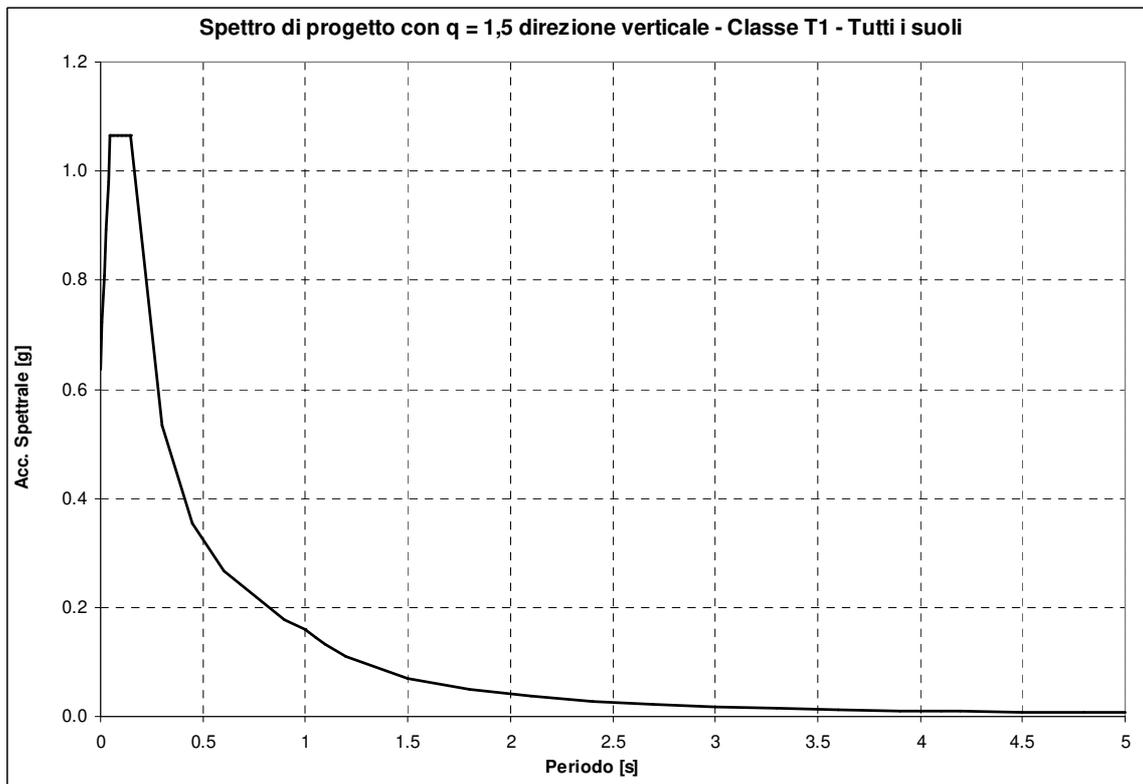
3.6.3.1 *Componenti orizzontali*

Il diagramma che segue 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 (rispetto allo spettro elastico nelle formule si sostituisce η con $1/q$).



3.6.3.2 Componente verticale

Il diagramma che segue 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 $1/q$).



In particolare, la fondazione oggetto del presente rapporto per soddisfare le verifiche agli S.L.U. ha richiesto di adottare un'intensità sismica massima i cui valori di riferimento sono i seguenti:

Portale sbarre con lame di terra

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_c^* [s]	Plateau orizzontale di progetto [g/10]	ZPA verticale di progetto [g/10]
30511	12,557	41,431	1,083	2,87	0,36	2,797	0,049

I valori del plateau presenti nella tabella sopra riportata sono stati calcolati per tutti i punti griglia indicati per un suolo tipo D, in quanto questo suolo dà un valore di plateau superiore a tutte le altre tipologie di suolo. Poiché tutte le azioni sul portale sbarre con lame di terra sono state calcolate con un modello, la valutazione delle azioni sismiche nelle tre direzioni ortogonali è stata eseguita dando gli spettri (uno per le direzioni orizzontali e uno per la direzione verticale) in input al modello. Quindi la fondazione del portale sbarre con lame di terra è verificata per questo spettro oggetto della verifica.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature (sezionatori verticali) sono di tipo flessibile; tuttavia, si è ipotizzato che i sezionatori verticali fossero tutti aperti e, in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte del contatto fisso ancorato alle sbarre.

3.7 Condizione di carico da corto circuito

3.7.1 Definizione del carico da corto circuito

I carichi da corto circuito sono stati comunicati da Terna; i relativi valori sono tratti dai rif. [7] e [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 [7] e [8], 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 derivano da un calcolo eseguito da Terna per una corrente di corto circuito pari a 63 kA e 50 kA ([7] e [8]). Gli effetti di corto circuito sono stati inoltre calcolati nelle condizioni di tiro iniziale più gravose tra quelle previste nel rif. [6], ossia -20 °C per il "pinch" e lo "swing" e +60 °C per il "drop". I valori comunicati da Terna per le apparecchiature in esame, con le relative direzioni di applicazione, sono i seguenti:

I_{cc} = 63 kA (Rif. [7])

Apparecchiatura	Swing [N] X	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
			Z	Y
Portale sbarre con lame di terra	8440	7530	0	0

I_{cc} = 50 kA (Rif. [8])

Apparecchiatura	Swing [N] X	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
			Z	Y
Portale sbarre con lame di terra	--	--	--	--

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

La corrente di corto circuito di riferimento per le verifiche delle fondazioni è stata identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione; è stato perciò adottato per ogni diversa fondazione il valore tra i due definiti (63 o 50 kA) che permettesse una verifica positiva.

Nel caso specifico l'I_{cc} considerata è stata pari a 63 kA.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature (sezionatori verticali) sono di tipo flessibile; tuttavia, si è ipotizzato che i sezionatori verticali fossero tutti aperti e, in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte del contatto fisso ancorato alle sbarre.

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 del trasformatore 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] Par. 6.4.2.2), 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 seguito vengono esposte le verifiche sulle fondazioni, citate al Paragrafo 6, nei confronti delle combinazioni di carico più penalizzanti per ogni singola verifica/apparecchiatura installata.

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 verificano a flessione retta le due sporgenze rispetto al batolo nelle direzioni X (trasversale alla linea) e Y (longitudinale), calcolando i momenti flettenti nell'ipotesi di incastro ed assumendo che la forza di reazione dovuta alla pressione del terreno sia pari al valore massimo calcolato, diminuito del peso della sporgenza stessa, comprensivo di sovraccarico del terreno, e sia uniformemente distribuita sull'area della sporgenza stessa;
- si verificano a taglio le sezioni d'incastro delle due sporgenze in X e Y;
- 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 sulle fondazioni

Per la verifica delle fondazioni si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alle stesse:

- 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.

Le tabelle che seguono riportano, per ogni condizione di verifica, i valori di M_x , M_y , T_x , T_y e N agenti sul sostegno metallico esaminato; tali valori sono le sollecitazioni applicate dalla struttura di supporto dell'apparecchiatura alla base superiore del batolo.

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 alla combinazione SLU EQU o alle combinazioni fondamentali SLU A2-M2-R2 e A1-M1-R3 a seconda delle verifiche considerate.

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]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100209)	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	2376	-412	1419	346	-393
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1426	-247	2378	583	-61
	Minima azione assiale	EQU	1426	-247	2378	583	-61

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]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100190)	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	2387	-414	1740	472	-1064
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1432	-248	2900	787	-1064
	Minima azione assiale	EQU	1432	-248	2900	787	-1064

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]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100209)	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A2-M2-R2	2059	-357	1416	345	-492
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A2-M2-R2	1426	-247	2056	503	-271
	Minima azione assiale	A2-M2-R2	1426	-247	2056	503	-271

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]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100190)	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A2-M2-R2	2069	-359	1740	472	-1182
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A2-M2-R2	1432	-248	2513	682	-1182
	Minima azione assiale	A2-M2-R2	1432	-248	2513	682	-1182

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]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100190)	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3	2387	-414	1740	472	-1537
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3	1432	-248	2900	787	-1537
	Minima azione assiale	A1-M1-R3	1432	-248	2900	787	-1537

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

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

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 presa al 30% nelle condizioni di sollecitazione di momento massimo attorno ai due assi orizzontali ed al 100% nella condizione di sollecitazione di minima azione assiale.

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

Nella valutazione del peso P sono stati applicati i coefficienti parziali per le azioni relativi alla combinazione di carico utilizzata. È stato inoltre trascurato il peso dei setti di calcestruzzo costituenti il pozzetto.

I carichi risultanti, utilizzati per la verifica della fondazione, definiti secondo gli assi X e Y sono riportati di seguito.

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]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100209)	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	2495	-412	1696	346	-4558
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1413	-247	2844	583	-4227
	Minima azione assiale	EQU	1413	-247	2844	583	-4227

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]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100190)	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	2508	-414	2118	472	-5229
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1420	-248	3530	787	-5229
	Minima azione assiale	EQU	1420	-248	3530	787	-5229

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]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100209)	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A2-M2-R2	2111	-357	1693	345	-5120
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A2-M2-R2	1390	-247	2458	503	-4899
	Minima azione assiale	A2-M2-R2	1390	-247	2458	503	-4899

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]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100190)	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A2-M2-R2	2122	-359	2118	472	-5810
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A2-M2-R2	1397	-248	3059	682	-5810
	Minima azione assiale	A2-M2-R2	1397	-248	3059	682	-5810

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]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100190)	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3	2414	-414	2118	472	-7553
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3	1327	-248	3530	787	-7553
	Minima azione assiale	A1-M1-R3	1327	-248	3530	787	-7553

Nelle tabelle che seguono si riassumono le caratteristiche geometriche salienti delle fondazioni, nonché le caratteristiche del calcestruzzo e del terreno, necessarie per le successive verifiche.

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	10
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.175
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.30
Peso volume terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	--
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	--
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{cl} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{cl} [daN/m ³]	--
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX [cm]	170
Lato maggiore piastra, BY [cm]	190
Lato batolo in direzione X, b [cm]	80
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l' [cm]	125
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.

Nelle verifiche 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 EQU (nodo 100209)

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	2495	1413	1413
M stab X [daNm]	4330	4015	4015
μ rib X [-]	1.74	2.84	2.84
μ 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]	1696	2844	2844
M stab Y [daNm]	3875	3593	3593
μ rib Y [-]	2.29	1.26	1.26
μ rib Y > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione SLU EQU (nodo 100190)

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	2508	1420	1420
M stab X [daNm]	4968	4968	4968
μ rib X [-]	1.98	3.50	3.50
μ 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]	2118	3530	3530
M stab Y [daNm]	4445	4445	4445
μ rib Y [-]	2.10	1.26	1.26
μ rib Y > 1 ?	SI	SI	SI

Le verifiche a ribaltamento attorno ai due assi ortogonali della fondazione X e Y risultano soddisfatte con installazione di entrambe le apparecchiature.

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.

Combinazione fondamentale SLU A1-M1-R3 (minimo rapporto $R_i - \sigma$ rott terr / σ terreno) (nodo 100190)

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.32	0.18	0.18
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.28	0.47	0.47
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY / BY [-]	0.168	0.092	0.092
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.165	0.275	0.275
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	32300		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.307	3.908	3.908
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	0.77	0.91	0.91
$\sigma_{\text{rott terr}} / \sigma_t$	3.70	2.63	2.63
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	S/	S/	S/

Combinazione fondamentale SLU A2-M2-R2 (massima σ terreno) (nodo 100190)

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.37	0.24	0.24
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.36	0.53	0.53
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY / BY [-]	0.192	0.127	0.127
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.214	0.310	0.310
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	32300		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	4.245	5.149	5.149
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	0.76	0.93	0.93
$\sigma_{\text{rott terr}} / \sigma_t$	3.14	2.59	2.59
sigma rott terr / sigma t > 1.8 ?	S/	S/	S/

Le verifiche di capacità portante del terreno di fondazione risultano soddisfatte.

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.

Nelle verifiche 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 fondamentale SLU A2-M2-R2 (nodo 100190)

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]	820	820	820
μ sic X [-]	1.74	1.20	1.20
mu sic X > 1.1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	820	820	820
μ sic Y [-]	2.28	3.30	3.30
mu sic Y > 1.1 ?	SI	SI	SI

Combinazione fondamentale SLU A2-M2-R2 (nodo 100209)

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]	722	691	691
μ sic X [-]	2.09	1.37	1.37
mu sic X > 1.1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	722	691	691
μ sic Y [-]	2.02	2.79	2.79
mu sic Y > 1.1 ?	SI	SI	SI

Le verifiche di scorrimento sul piano di posa delle fondazioni risultano soddisfatte.

7.5 Verifica strutturale

Lo schema strutturale adottato per la verifica delle sporgenze della base delle fondazioni rispetto al batolo è quello di trave incastrata ad un'estremità, di luce pari alle dimensioni della sporgenza stessa:

- 0,45 m in direzione X;
- 0,65 m in direzione Y;

di spessore pari a quello della piastra di fondazione (0,30 m) e di larghezza pari alla piastra, ovvero:

- 1,90 m in direzione Y e 1,70 m in direzione X.

La trave si considera uniformemente caricata 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; a tal proposito si mette in evidenza che il peso del calcestruzzo della struttura costituente il pozzetto è superiore al peso del terreno in corrispondenza del lato opposto del batolo;
- dal peso della piastra di fondazione stessa; il carico agisce dall'alto verso il basso;
- dalla reazione del terreno, assunta, in sicurezza, corrispondente alla pressione massima agente sulla superficie di base della trave.

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.

La verifica delle sezioni in calcestruzzo armato è stata eseguita utilizzando il programma VcaSlu ver. 7.5 del 16/6/2009, sviluppato 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 piastra di base

Si è proceduto alla verifica del dimensionamento nel caso più sfavorevole tra quelli analizzati (nodo 100190).

La tensione massima trasmessa al terreno è pari a $0,93 \text{ daN/cm}^2$.

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

in direzione X

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 1800 \times 10^{-6} \times 40 \times 190 = 13,68 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 2500 \times 10^{-6} \times 30 \times 190 = 14,25 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 0,93 \times 190 = 176,70 \text{ daN/cm}$.

in direzione Y

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 1800 \times 10^{-6} \times 40 \times 170 = 12,24 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 2500 \times 10^{-6} \times 30 \times 170 = 12,75 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 0,93 \times 170 = 158,10 \text{ daN/cm}$.

Il momento flettente massimo è quindi:

- in direzione X: $(176,70 - 13,68 - 14,25) / 100 \times 45^2 / 2 = 1\,506 \text{ daN}\cdot\text{m}$;
- in direzione Y: $(158,10 - 12,24 - 12,75) / 100 \times 65^2 / 2 = 2\,812 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

Si considerano due sezioni con le seguenti caratteristiche:

in direzione X

- Sezione: $190 \times 30 \text{ cm}$;
- Copriferro: 4 cm ;
- Armatura superiore: $9 \text{ } \varnothing 10$;
- Armatura inferiore: $9 \text{ } \varnothing 10$;

in direzione Y

- Sezione: $170 \times 30 \text{ cm}$;
- Copriferro: 4 cm ;
- Armatura superiore: $8 \text{ } \varnothing 10$;
- Armatura inferiore: $8 \text{ } \varnothing 10$;

e le si verificano nei confronti del rispettivo valore di momento calcolato.

Direzione X

Titolo : Fondazione portale sbarre I.t. 380 kV bassa sismicit  - Direzione X

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

N*	b [mm]	h [mm]
1	1900	300

N*	As [mm ²]	d [mm]
1	707	45
2	707	255

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

Sezione C...

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

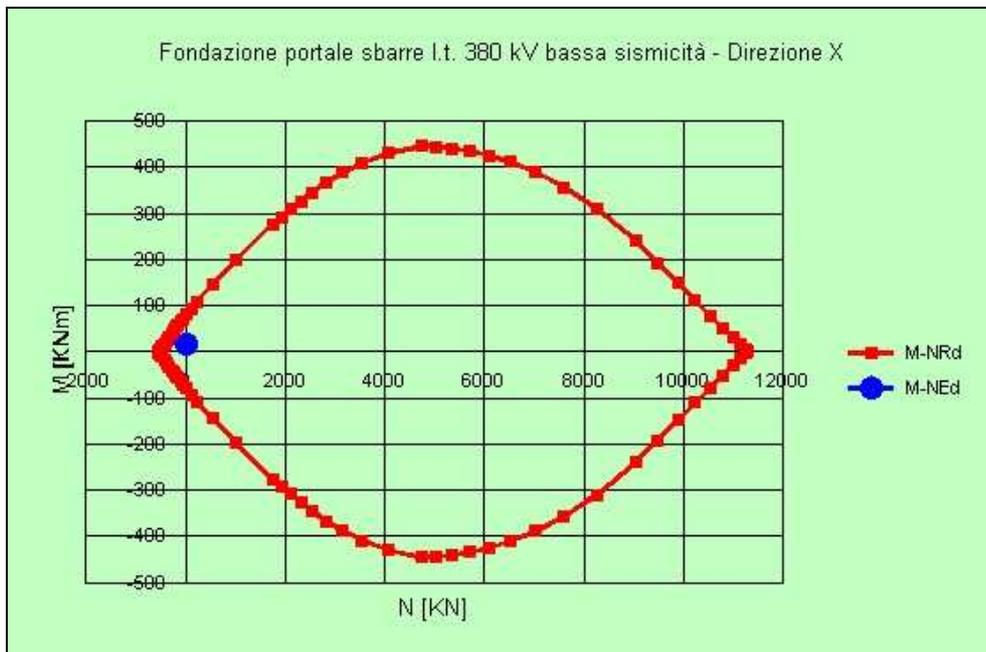
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} 78.57 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 43.35 ‰
 d 255 mm
 x 19.05 x/d 0.07471
 δ 0.7

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 0 mm **Col. modello**
 Precompresso



Direzione Y

Titolo : Fondazione portale sbarre I.t. 380 kV bassa sismicità - Direzione X

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1700	300

N°	As [mm²]	d [mm]
1	628	45
2	628	255

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

Sezione C... (Visualizza grafico della sezione)

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

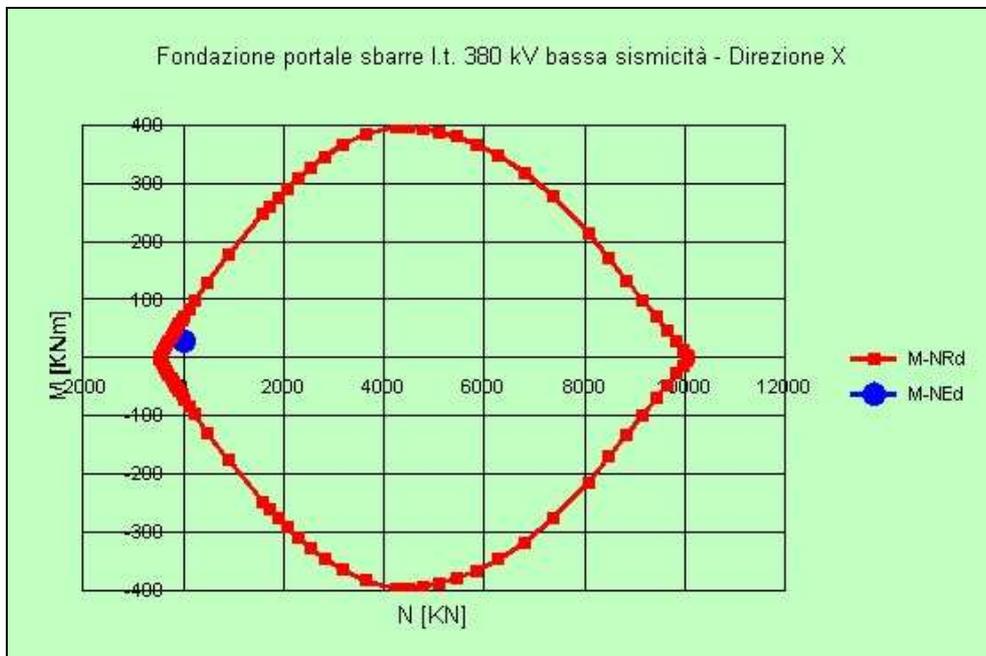
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia 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 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} 69.82 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 43.69 ‰
d 255 mm
x 18.91 x/d 0.07416
 δ 0.7

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



Essendo i momenti sollecitanti, M_{xSd} M_{ySd} , inferiori ai momenti resistenti, M_{xRd} e M_{yRd} , la verifica a flessione risulta soddisfatta.

7.5.2 Verifica a taglio della piastra di base

Il valore massimo del taglio è pari a:

- in direzione X: $(176,70 - 13,68 - 14,25) \times 45,0 = 6\,695$ daN;
- in direzione Y: $(158,10 - 12,24 - 12,75) \times 65,0 = 8\,652$ daN.

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

direzione X

- Resistenza taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 23\,548$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 6\,695$ daN

direzione Y

- Resistenza a taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 21\,023$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 8\,652$ daN

Essendo, in entrambe le direzioni, $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

7.5.3 Verifica flessionale del batolo

Il batolo ha una 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: 3 $\varnothing 10$

A favore di sicurezza, si considerano solamente le sollecitazioni trasmesse dalla struttura fuori terra sovrastante il batolo ed il peso proprio del batolo, trascurando eventuali effetti globalmente favorevoli dovuti a spinta attiva e passiva.

Nelle figure che seguono sono riportate le verifiche per il nodo 100190, il più sollecitato, con combinazione SLU A1, la più penalizzante per la struttura, nei casi di massimo momento attorno ad un asse parallelo e trasversale alla linea.

Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea

Titolo : Fondazione portale sbarre I.t. 380 kV Bassa sismicità - Flessione ba

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 9 **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	40	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	75.5	30

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

Sezione C...

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

Materiali

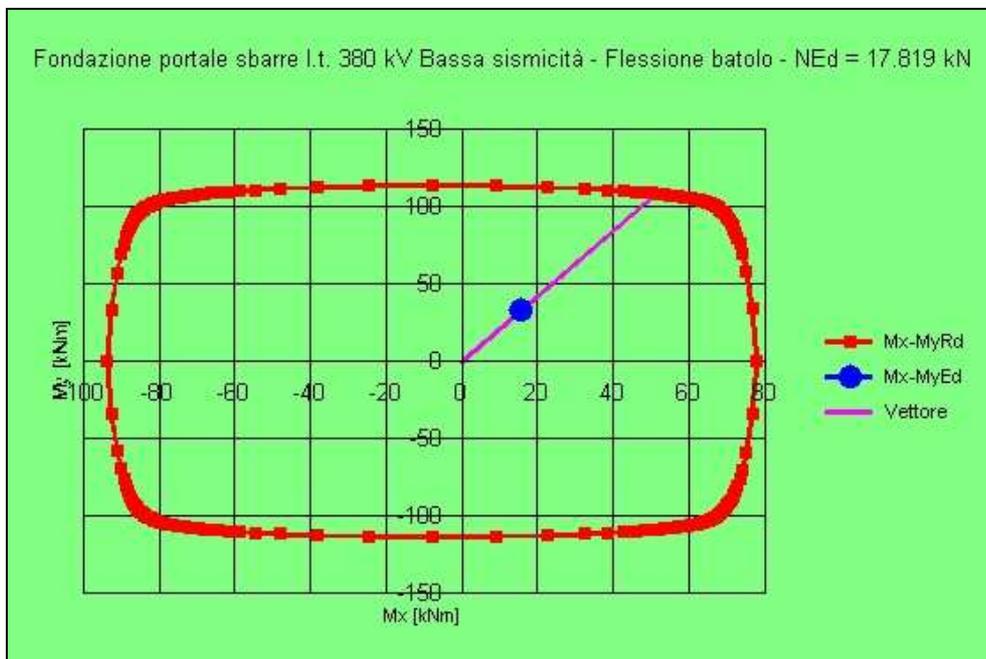
Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd} 18.81
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
		τ_{c1} 2.114

Parametri di Progetto:
 M_{xRd} 51.31 kNm
 M_{yRd} 108.8 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 28.19 ‰
 d 87.84 cm
 x 9.702 x/d 0.1105
 δ 0.7

Calcoli:
 N^* rett. 100
 angolo asse neutro θ° 285.93

Precompresso

Calcola MRd **Dominio Mx-My**



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea

Titolo : Fondazione portale sbarre I.t. 380 kV Bassa sismicità - Flessione ba

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 9 **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	40	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	75.5	30

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

Sezione C...

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

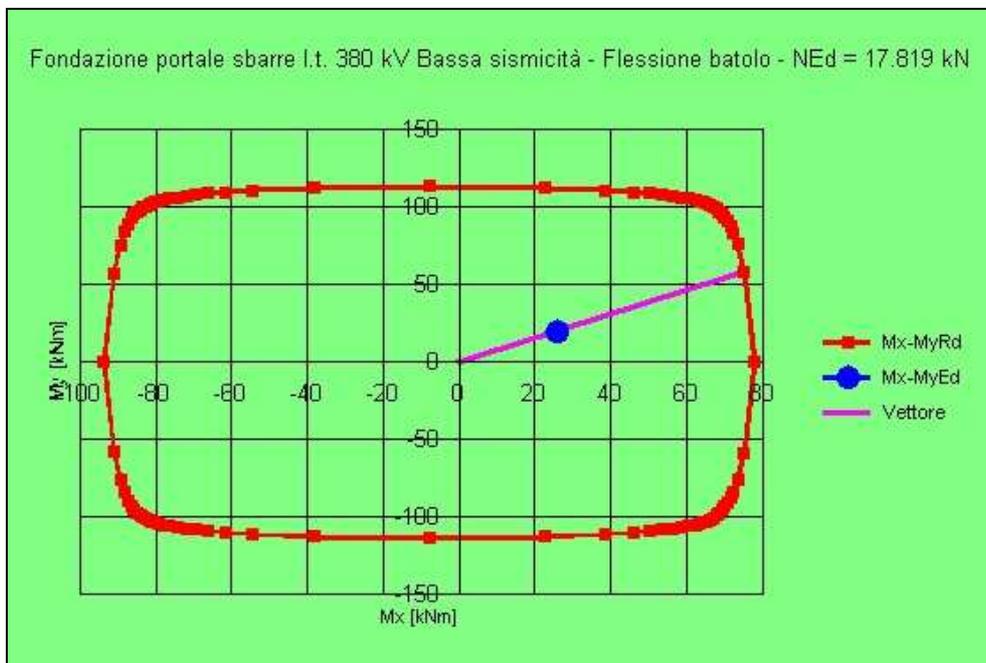
Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333 N/mm²
 τ_{c1} 2.114 N/mm²

M_{xRd} 75.16 kN m
M_{yRd} 58.56 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 38.6 ‰
 d 60.32 cm
 x 5.014 w/d 0.08313
 δ 0.7

angolo asse neutro θ° 356.25

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

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).

Si verifica che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano accettabili e compatibili con la funzionalità dell'opera.

Si riportano nel seguito le valutazioni per la fondazione considerata, nel caso del nodo 100190 che provoca i maggiori spostamenti.

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

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 rigidità.

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 (Bowles 1982).

Nell'ipotesi di E' = 2 MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 0,88$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente L/B = 1,12; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), q = 16,90 kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 16,90 \cdot 1,70 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 0,88 = 0,0115 \text{ m} = 1,15 \text{ cm}$$

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{3,22}{1,70^2 \cdot 1,90} \cdot 4,23 = 0,0011$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,19 \text{ cm}$

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{13,54}{1,90^2 \cdot 1,70} \cdot 4,23 = 0,0042$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 0,81 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 2,2 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 in oggetto risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel Par. 2.3 e nell'Appendice 1 del presente rapporto.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO: OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO – Scheda ING72 Rev. 00 TIPI09* Rapporto CESI A9036088: “Dimensionamento e verifica delle fondazioni: relazione metodologica”, rev. 00, dicembre 2009.
- [2] TERNA Stazioni elettriche A.T. 380 kV. *Fondazione per Portali sbarre con lame di terra TG71/5 per impiego in zone a bassa sismicità*, identificativo doc. Terna D C DS1000 U ST 00025, Rev. 00, maggio 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] Documento TERNA, “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo”, inviato via e-mail in data 11/04/2008.
- [8] Documento TERNA, “Calcolo delle sollecitazioni indotte da corto circuito – Stazioni 380 kV, $I_{cc}=50 \text{ kA}$ ”, Rev. 01, inviato via e-mail in data 17/11/2009.
- [9] 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 per basse sismicità (nuova taglia inferiore)

Questa fondazione è adeguata per:

- vento con:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione da I a V
 - $v_b = 25,0$ m/s
- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - accelerazione spettrale secondo NTC costruita per suolo D con i valori:
 - $a_g = 1,083$ g/10 $F_o = 2,87$ $T_C^* = 0,36$ s
 - valore orizzontale del plateau $\leq 0,2797$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - valore verticale dello ZPA $\leq 0,049$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
- momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore della flangia di interfaccia Pos. 2): ≤ 4230 kgm^(#)
- corto circuito con:
 - $I_{cc} \leq$ di 63 kA
- terreno con tensione di rottura non inferiore a $2,4$ daN/cm², peso di volume non inferiore a 1800 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 10° , in corrispondenza a coesione pari a $0,29$ daN/cm²
- livello di falda a quota inferiore al piano di posa della fondazione (**terreno non saturo**)
- calcestruzzo: classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ N/mm²)
- classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1)
- acciaio delle armature: B450C

(#) Per “apparecchiatura” si intende l'insieme costituito da tre isolatori in porcellana e dalla porzione di sbarre che insiste sul singolo portale. Tale porzione è stata valutata in $\frac{1}{2}$ campata da una parte e $\frac{1}{2}$ campata dall'altra del portale, cioè pari a un'intera campata di 22 m.