

22/09/2010	PRIMA EMISSIONE	
 D B A PROGETTI	Sede Legale: Piazza Roma, 19 32045 S.Stefano di Cadore (BL) Tel. 0435/62518 - Fax 0435/429027 Sede secondaria: Viale Felissent, 20/D 31050 Villorba (TV) Tel. 0422/318811-Fax 0422/31888	PROGETTISTA: ING. ALESSANDRO BERTINO
		REDATTO: ING. DIEGO MENUZZO
		VERIFICATO: ING. ALESSANDRO BERTINO
		APPROVATO: ING. ALESSANDRO BERTINO

NUMERO E DATA ORDINE : L. A. 3000034653 del 28.06.2010					
REVISIONI					
	00	22/09/2010	E. FARCI	SRI-PRI RM	MAIL TERNA S.P.A. DEL 11/01/2011
	N.	DATA	VERIFICA RISPONDERIA	UNITA' TERNA	RIFERIMENTO BENESTARE
TIPOLOGIA DELL'ELABORATO		CODIFICA DELL'ELABORATO			
RELAZIONE		RCFR10014CER01808			
PROGETTO		TITOLO			
TE-FR-10-014		STAZIONE 380/150kV di MONTESANO VALIDAZIONE FONDAZIONI APPARECCHI UNIPOLARI, INTERRUTTORI TRIPOLARI E SEZIONATORE UNIPOLARE ORIZZONTALE 380 kV			
RCAVATO DAL DOC. TERNA					
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA					
RCFR10014CER01808 RCFR10014CER01808_00.doc		SCALA CAD	FORMATO A4	SCALA	FOGLIO
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.					



Azienda certificata **ISO 9001:2008**
RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

Sede legale:
Piazza Roma, 19
32045 S. Stefano di Cadore (BL)
tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:
Viale Felissent, 20/D
31050 Villorba (TV)
tel 0422.318811 fax 0422.318888

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3	METODO DI VERIFICA	4
4	CONFRONTO DEI PARAMETRI DEL TERRENO	5
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'OPERA	5
6	CONCLUSIONI	7



Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

Sede legale:

Piazza Roma, 19

32045 S. Stefano di Cadore (BL)

tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:

Viale Felissent, 20/D

31050 Villorba (TV)

tel 0422.318811 fax 0422.318888

1 PREMESSA

La seguente relazione ha lo scopo di validare le relazioni tecniche relative alle fondazioni per interruttori tripolari TG1, per sezionatore unipolare orizzontale TG 12 e per apparecchiature unipolari TG 71/1, /2, /3, /4, /5, /6 fornite da Terna coi documenti della serie R C DS1000 U ST 00021-1, R C DS1000 U ST 00021-2, R C DS1000 U ST 00018, R C DS1000 U ST 00015 del 15/04/2010, all'interno del progetto di realizzazione della nuova Stazione Elettrica di Trasformazione 220/150 kV (futura 380/150 kV) di Montesano sulla Marcellana, ubicata in Via Tempa San Pietro del Comune di Montesano sulla Marcellana (SA), individuata catastalmente al foglio N° 22 particelle n° 74, 78, 79, 80, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 285, 286, 287, 288, 507, 512, 616 dell'ufficio catastale di Montesano sulla Marcellana.

Il sito in cui ricade l'opera in oggetto è dichiarato zona sismica di 1^a categoria ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. 3274 e successive modifiche.

Le opere in oggetto risultano essere opere di sostegno delle linee elettriche e pertanto per le verifiche deve farsi riferimento sia alle norme specifiche emanate dal CEI, che alla normativa vigente per le opere da realizzarsi in zone dichiarate sismiche.

Si fa riferimento alle relazioni di calcolo fornite a Terna per le stazioni da 380 kV e in zone ad alta sismicità a firma dell'Ing. Fabrizio Gatti di CESI Spa, rapporti:

R C DS100 U ST 00017	rel.	B0006407	del 15 Aprile 2010
R C DS100 U ST 00020	rel.	B0006406	del 15 Aprile 2010
R C DS100 U ST 00023 (1/6)	rel.	A9036108	del 15 Aprile 2010
R C DS100 U ST 00023 (2/6)	rel.	B0006404	del 15 Aprile 2010
R C DS100 U ST 00023 (3/6)	rel.	A9036109	del 15 Aprile 2010
R C DS100 U ST 00023 (4/6)	rel.	B0006402	del 15 Aprile 2010
R C DS100 U ST 00023 (5/6)	rel.	B0006405	del 15 Aprile 2010
R C DS100 U ST 00023 (6/6)	rel.	A9036110	del 15 Aprile 2010

La presente relazione si sviluppa nei punti seguenti:

- Confronto tra le caratteristiche dei terreni generici considerati nella relazione e il terreno nel sito specifico d'interesse nel comune di Montesano sulla Marcellana, con particolare riferimento ai valori dell'angolo di attrito ϕ' e della coesione c' .
- Confronto tra la caratterizzazione sismica del sito generico preso come riferimento per l'alta sismicità e quella del sito d'interesse nel comune di Montesano sulla Marcellana, con particolare riferimento ai valori di a_g , F_0 , T_c^* e al valore dello spettro di progetto S_d nel plateau orizzontale utilizzato nel progetto.
- A sintesi della relazione si riportano le conclusioni delle verifiche condotte.



Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

Sede legale:

Piazza Roma, 19

32045 S. Stefano di Cadore (BL)

tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:

Viale Felissent, 20/D

31050 Villorba (TV)

tel 0422.318811 fax 0422.318888

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nella presente relazione si osservano le seguenti leggi o decreti:

- Legge 5.11.1971 n.1086: "Norme per la disciplina delle opere di c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- Legge 2.2.1974 n.64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- Ordinanza n.3274 del 20.3.2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"
- Ordinanza n.3316 del 2.10.2003 "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 Marzo 2003"
- DM 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni"
- CEI 11.1 (1999-01) "Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata"

3 METODO DI VERIFICA

Il metodo di verifica adottato è il "**metodo agli Stati Limite**" secondo il testo unico delle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008).

Secondo il metodo agli stati limite, la sicurezza nei riguardi delle condizioni ritenute pregiudizievoli (stati limite) viene garantita, per quanto possibile, su basi statistiche.

Si definisce "stato limite" uno stato raggiunto il quale, la struttura o uno dei suoi elementi costitutivi, non può più assolvere la sua funzione o non soddisfa più le condizioni per cui è stata concepita.

Gli stati limite si suddividono in due categorie:

a) stati limite ultimi, corrispondenti al valore estremo, della capacità portante o comunque al raggiungimento di condizioni estreme;

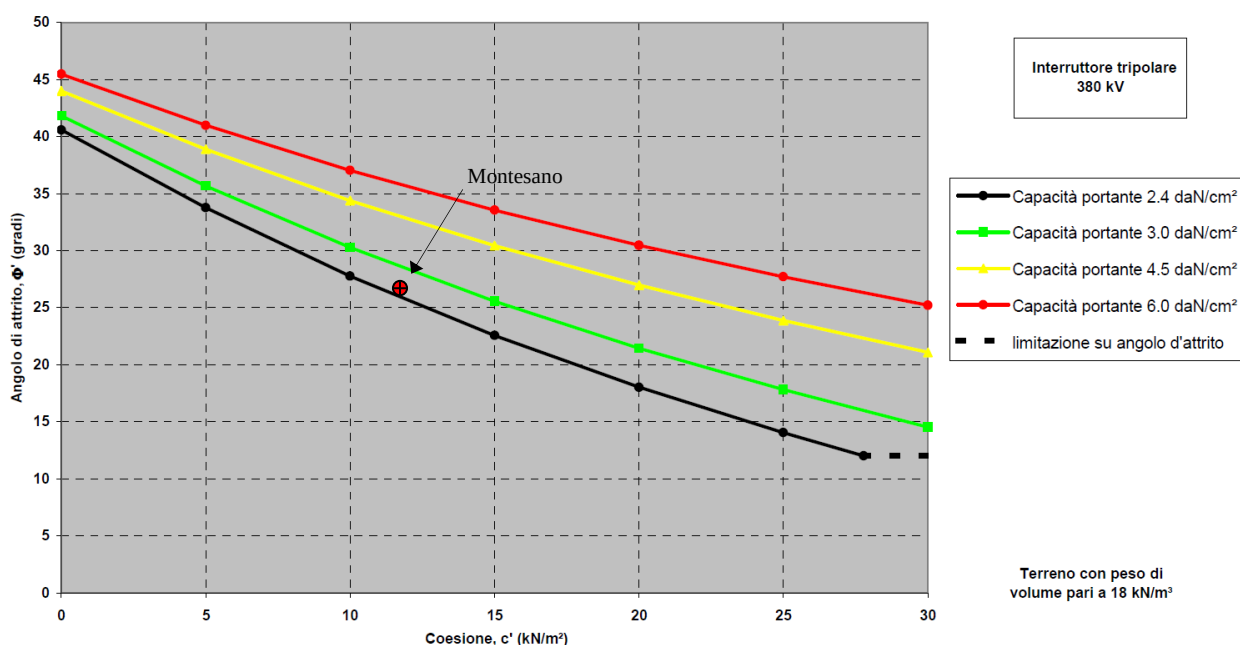
b) stati limite di esercizio, legati alle esigenze di impiego normale e di durata.

Nel seguito si indicherà con "**E**" un generico **effetto** indotto dalle "azioni" sulla struttura, quali le sollecitazioni interne, momento flettente, forza normale, taglio, le deformazioni, ecc.) e con "**F**" una generica **azione** (intesa come ogni causa o insieme di cause -carichi permanenti, carichi variabili, deformazioni impresse, agenti chimico-fisici - capaci di indurre stati limite in una struttura).

4 CONFRONTO DEI PARAMETRI DEL TERRENO

La capacità portante della fondazione viene parametrizzata considerando un terreno con peso di volume $\gamma_t=1800 \text{ daN/cm}^3$ e caratteristiche di angolo di attrito ϕ' e coesione c' variabili, di seguito si riporta il grafico più restrittivo di tale parametrizzazione dove abbiamo indicato anche il terreno del sito in oggetto.

Di seguito si riportano i paragrafi relativi alla parametrizzazione del terreno secondo la capacità portante con indicati i parametri c' , ϕ' e c' .



In base alla relazione geologica-geotecnica il terreno di fondazione di Montesano sulla Marcellana con angolo di attrito $\phi'=27^\circ$ e coesione $c' \geq 13 \text{ kPa} = 0.130 \text{ kg/cm}^2$ è al di sopra delle caratteristiche minime indicate.

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'OPERA

L'area oggetto dell'opera è dichiarata sismica di 1ª categoria ai sensi dell'O.P.C.M. 3274 del 20.03.2003; pertanto l'opera in oggetto è soggetta a verifica nei confronti dell'azione sismica.



Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n.5923/01/s IQNet n.IT-19510

Sede legale:

Piazza Roma, 19

32045 S. Stefano di Cadore (BL)

tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:

Viale Felissent, 20/D

31050 Villorba (TV)

tel 0422.318811 fax 0422.318888

3.6.2 Componenti orizzontali

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

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

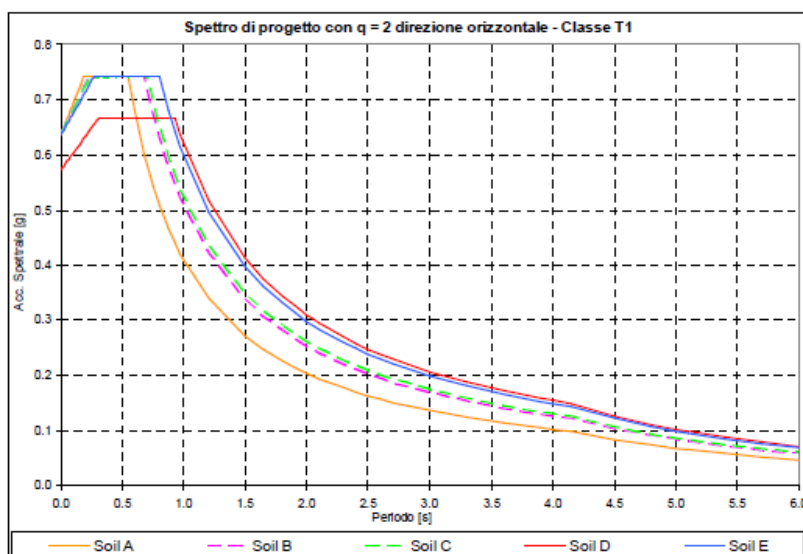
Rapporto



Approvato

B0006407

Pag. 8/29



Nel sito in oggetto abbiamo la seguente caratterizzazione sismica con fattore di struttura per il sisma orizzontale $q=2$ e per il sisma verticale $q=1.5$:



Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

Sede legale:

Piazza Roma, 19

32045 S. Stefano di Cadore (BL)

tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:

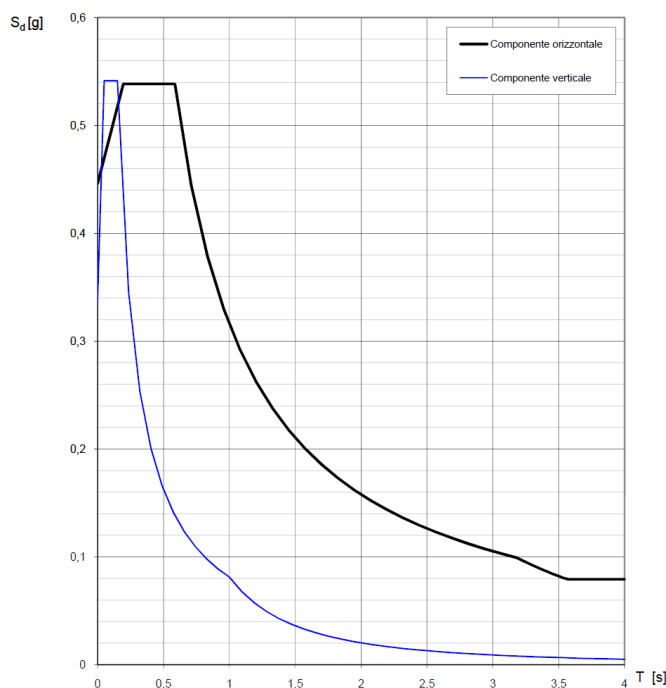
Viale Felissent, 20/D

31050 Villorba (TV)

tel 0422.318811 fax 0422.318888

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Dai due grafici sopra esposti si evince che il parametro sismico di progetto del sito di Montesano sulla Marcellana per l'azione orizzontale $S_d=0.538$ g e quella verticale $S_d=0.541$, è inferiore ai parametri di progetto standard per le stazioni di trasformazione 380kV in alta sismicità, quindi possiamo adottare le relazioni degli standard Terna.

6 CONCLUSIONI

Viste le considerazioni di cui sopra si assevera l'idoneità della fondazione per interruttori tripolari TG 1, della fondazione per sezionatore unipolare orizzontale TG 12, delle fondazioni per apparecchiature unipolari (TA) TG 71/1, delle fondazioni per apparecchiature unipolari (sezionatore verticale) TG 71/2, delle fondazioni per apparecchiature unipolari (TV-portale sbarre con lame di terra) TG 71/3, delle fondazioni per apparecchiature unipolari (isolatore-scaricatore) TG 71/4, delle fondazioni per apparecchiature unipolari (portale sbarre) TG 71/5 e delle fondazioni per apparecchiature unipolari (monoblocco TA + isolatore) TG 71/6 descritte negli elaborati forniti a Terna per le stazioni da 380 kV e in zone ad alta sismicità a firma dell'Ing. Fabrizio Gatti di CESI Spa:

R C DS100 U ST 00017

rel. B0006407

del 15 Aprile 2010

R C DS100 U ST 00020

rel. B0006406

del 15 Aprile 2010



Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

Sede legale:

Piazza Roma, 19

32045 S. Stefano di Cadore (BL)

tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:

Viale Felissent, 20/D

31050 Villorba (TV)

tel 0422.318811 fax 0422.318888

R C DS100 U ST 00023 (1/6)	rel.	A9036108	del 15 Aprile 2010
R C DS100 U ST 00023 (2/6)	rel.	B0006404	del 15 Aprile 2010
R C DS100 U ST 00023 (3/6)	rel.	A9036109	del 15 Aprile 2010
R C DS100 U ST 00023 (4/6)	rel.	B0006402	del 15 Aprile 2010
R C DS100 U ST 00023 (5/6)	rel.	B0006405	del 15 Aprile 2010
R C DS100 U ST 00023 (6/6)	rel.	A9036110	del 15 Aprile 2010

relativamente al caso $\sigma_{lim} < 2,4 \text{ daN/cm}^2$.

IL COMMITTENTE

TERNA S.p.A.

IL PROGETTISTA

DBA Progetti S.p.A.

Ing. Alessandro Bertino



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



<u>Data:</u>	15/04/2010
<u>Progettista:</u>	Fabrizio Gatti
<u>Redatto:</u>	Alessandro Cadore
<u>Verificato:</u>	Fabrizio Gatti
<u>Approvato:</u>	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	15/04/10	Prima emissione	M. Amoretti	V. Iuliani	E. Di Barbato
	N.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO	
Relazione di calcolo	R C DS1000 U ST 00017	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 380 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS1000 U ST 00015 rev. 02	
---	CONSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS1000 U ST 00017 rev. 02	
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONE PER INTERRUTTORI TRIPOLARI TG1	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS1000 U ST 00017	---	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 (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI
Lotto 380 kV
Calcolo di verifica della fondazione TG1 per Interruttori

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

Note Rev. 00 – Lettera di trasmissione B0011414
Il rapporto B0006407 sostituisce ed annulla il rapporto A8035923

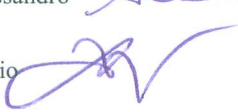
PUBBLICATO B0006407 (PAD - 1328147)

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

N. pagine 29 **N. pagine fuori testo** 0

Data 15 aprile 2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro 
B0006407 114933 ALT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio 
B0006407 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi 
B0006407 777241 APP



Indice

1	SCOPO	3
2	CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE	3
2.1	Caratteristiche geometriche	3
2.2	Caratteristiche dei materiali	4
2.3	Capacità portante della fondazione	4
2.4	Caratteristiche del terreno	5
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	6
3.1	Individuazione delle azioni	6
3.2	Condizione di carico di linea	6
3.3	Montaggio	6
3.4	Condizione di carico da vento	6
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore	7
3.6	Condizione di carico sismica	7
3.6.1	La simulazione delle condizioni sismiche	7
3.6.2	Componenti orizzontali	7
3.6.3	Componente verticale	8
3.6.4	Combinazione delle componenti dell'azione sismica	8
3.6.5	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	8
3.7	Condizione di carico da corto circuito	9
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	9
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	9
4	TIPO DI VERIFICA.....	9
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	9
5.1	Stati limite ultimi	9
5.1.1	Combinazione fondamentale	9
5.1.2	Combinazioni eccezionali	10
5.1.3	Combinazioni sismiche	11
5.2	Stati limite di esercizio	11
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	12
7	CALCOLI DI VERIFICA	12
7.1	Sollecitazioni massime sulla fondazione	12
7.2	Verifica al ribaltamento	15
7.3	Verifica della capacità portante	16
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	16
7.5	Verifica strutturale	17
7.5.1	Verifica flessionale della fondazione	17
7.5.2	Verifica a taglio della fondazione	23
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	24
9	CONCLUSIONI	26
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	27
APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo		28

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	15/04/2010	B0006407	Prima emissione

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione per interruttori tripolari della sezione 380 kV, del tipo Siemens AG 420 kV.

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

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

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

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

2 CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE

2.1 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per interruttori tripolari è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Trattasi di una piastra di dimensioni di 14,50 × 2,20 × 0,70 m al centro della quale è ricavata una canaletta di dimensioni 0,50 x 0,30 m che si sviluppa lungo tutta la lunghezza della fondazione. Le strutture di sostegno dei tre interruttori tripolari sono ancorate alla fondazione mediante tirafondi o zanche. La posizione dell'asse degli ancoraggi dei tre sostegni è centrata nel senso del lato minore della fondazione e posta rispettivamente a 1,75, 7,25 e 12,75 m dal bordo del lato minore in direzione del lato maggiore.

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

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

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

Volume calcestruzzo [m ³]	Peso calcestruzzo armato (peso specifico di 2500 daN/m ³) [daN]	Ferri della piastra di base, paralleli al lato lungo, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato lungo, armatura intermedia e superiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato corto, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato corto, armatura superiore
20,155	50 388	10Ø14	12Ø14	60Ø12	60Ø12

2.2 Caratteristiche dei materiali

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

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

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

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

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

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

2.3 Capacità portante della fondazione

La capacità portante della fondazione è stata valutata in modo parametrico considerando un terreno con peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/cm}^2$ e caratteristiche di angolo d'attrito ϕ' e coesione c' variabili, fino ad un minimo di $\phi' = 12^\circ$, in base alla formulazione contenuta nell'“Annex 4”, punto D.4 di [4]:

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

con:

c' = coesione drenata

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

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

γ' = peso immerso del terreno

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

ϕ' = angolo d'attrito drenato

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

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

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

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

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

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'

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

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

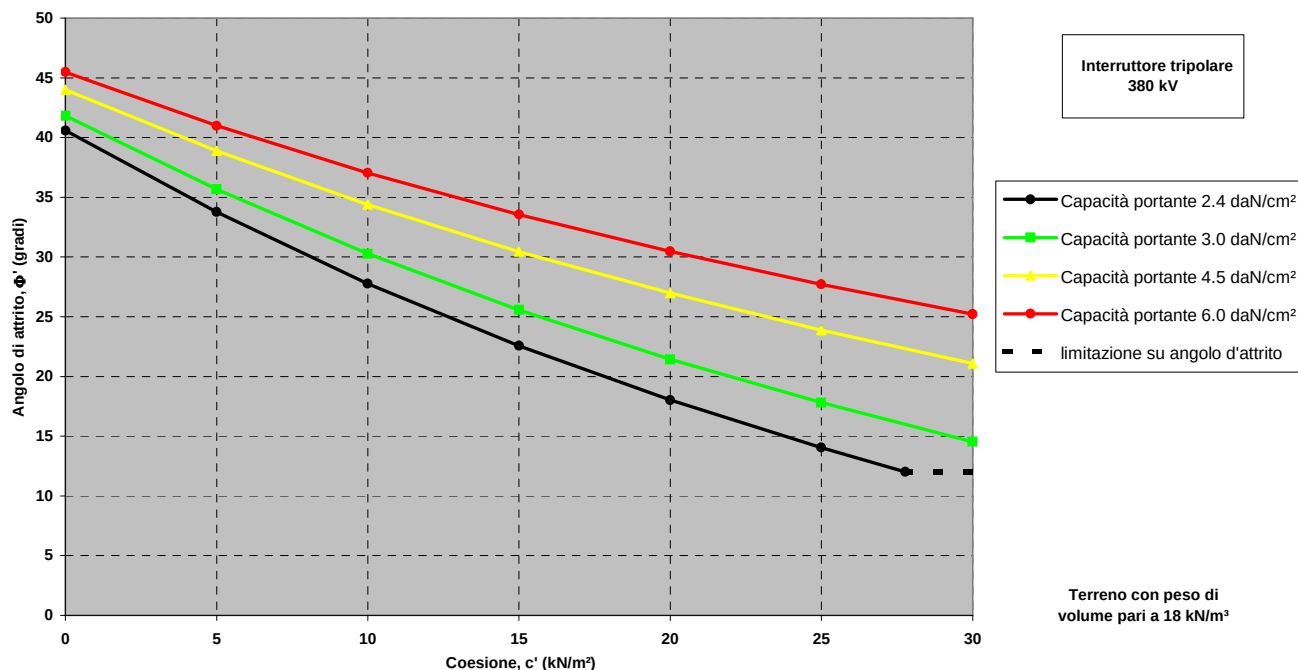
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

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

La tensione di rottura minima del terreno per cui è verificata la fondazione è pari a 2,4 daN/cm². Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 12°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,28 daN/cm².

2.4 Caratteristiche del terreno

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

- Peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/m}^3$;
- Peso di volume immerso $\gamma' = 900 \text{ daN/m}^3$;
- Angolo di attrito $\Phi' = 12^\circ$;
- Coesione $c' = 0,28 \text{ daN/cm}^2$.

Il livello di falda è considerato al piano campagna.

3 DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

3.1 Individuazione delle azioni

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

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

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

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente.

3.2 Condizione di carico di linea

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

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

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

Apparecchiatura	Tiro semplice [N]	Tiro composto [N]
Interruttore tripolare 380 kV	1 050	1 790

3.3 Montaggio

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

3.4 Condizione di carico da vento

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

La pressione del vento agente sulla struttura è pari a:

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

con:

q_b = pressione cinetica di riferimento;

c_e = coefficiente di esposizione;

c_p = coefficiente di forma;

c_d = coefficiente dinamico.

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

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

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

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

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

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

3.5 Perdita di carico per rottura di un conduttore

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

3.6 Condizione di carico sismica

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

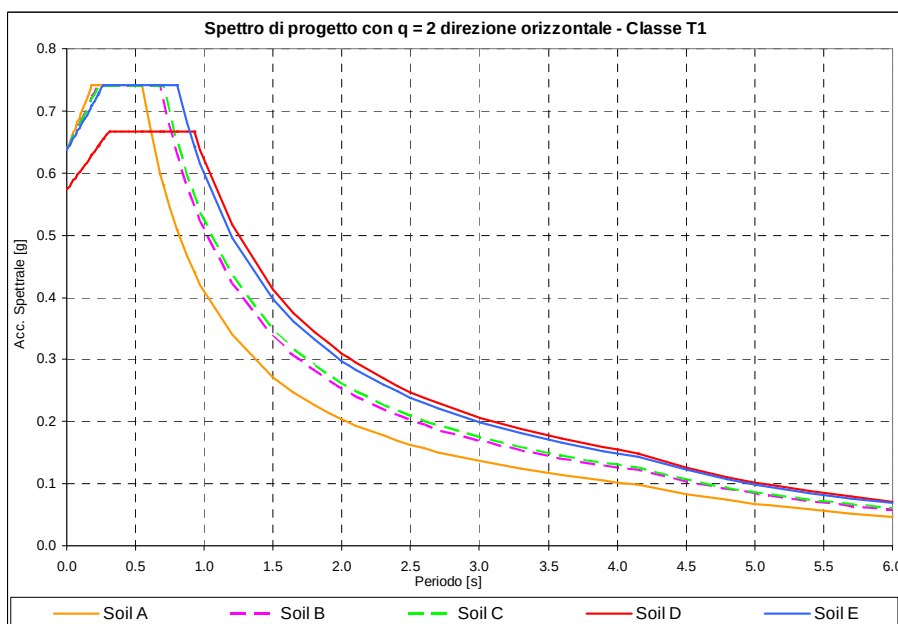
Di seguito sono illustrati gli spettri impiegati nella verifica.

3.6.1 La simulazione delle condizioni sismiche

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

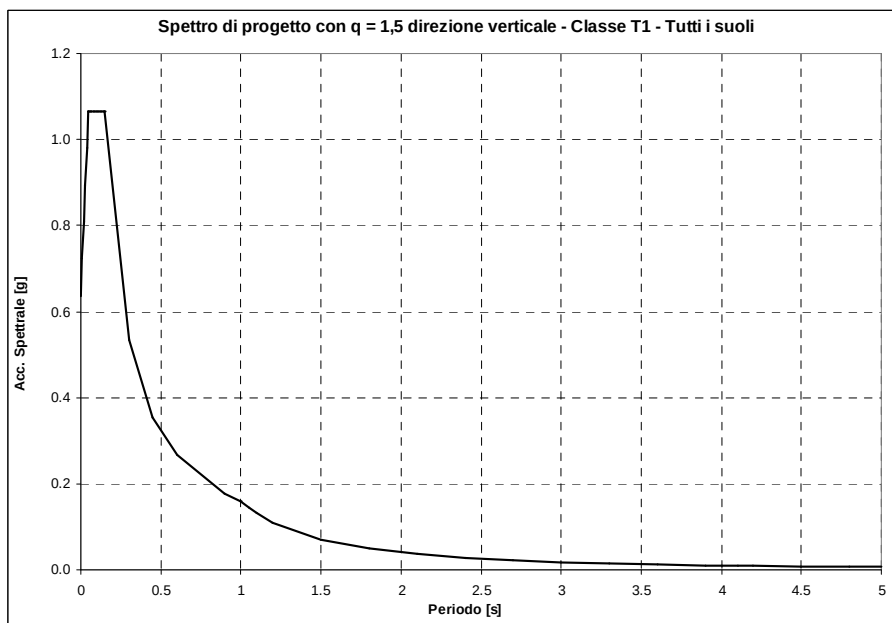
3.6.2 Componenti orizzontali

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



3.6.3 Componente verticale

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



3.6.4 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

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

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

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

3.7 Condizione di carico da corto circuito

3.7.1 Definizione del carico da corto circuito

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

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

I valori di corto circuito, per cui le apparecchiature più sollecitate sono state verificate, sono stati desunti dal documento di riferimento [8] e derivano da un calcolo eseguito per una corrente di corto circuito pari a 63 kA. I valori con le relative direzioni di applicazione sono i seguenti:

Apparecchiatura	Swing [N] X	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
			Z	Y
Interruttore tripolare 380 kV	3 440	10 280	5 416	13 278

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

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

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

4 TIPO DI VERIFICA

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

5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

5.1 Stati limite ultimi

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

5.1.1 Combinazione fondamentale

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

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

con:

γ_{G1} = coefficiente parziale per i carichi permanenti;
 G_1 = carichi permanenti;
 γ_{G2} = coefficiente parziale per i carichi permanenti non strutturali;
 G_2 = carichi permanenti non strutturali;
 γ_P = coefficiente parziale per pretensione e precompressione;
 P = pretensione e precompressione;
 γ_{Q1} = coefficiente parziale per l'azione variabile dominante;
 Q_{k1} = azione variabile dominante;
 γ_{Qj} = coefficienti parziali per le azioni variabili;
 ψ_{0j} = coefficienti di combinazione;
 Q_{kj} = azioni variabili.

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

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

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

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

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

Tipo combinazione	Peso proprio	Tiro semplice	Tiro composto	Montaggio	Vento X	Vento Y	Perdita di tiro semplice	Perdita di tiro composto	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Fondamentale SLU 1	(*)	1.5	0	1.5	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU 2	(*)	0	1.5	1.5	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU 3	(*)	1.5	0	1.5	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU 4	(*)	0	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU 5	(*)	1.5	0	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU 6	(*)	0	1.5	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0

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

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

5.1.2 Combinazioni eccezionali

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

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

con:

G_1 = carichi permanenti;
 G_2 = carichi permanenti non strutturali;
 P = pretensione e precompressione;
 A_d = azione eccezionale;
 ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;
 Q_{kj} = azioni variabili.

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

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

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

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

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

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

5.1.3 Combinazioni sismiche

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

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

con:

E = azione sismica;

G₁ = carichi permanenti;

G₂ = carichi permanenti non strutturali;

P = pretensione e precompressione;

ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

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

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

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

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

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

5.2 Stati limite di esercizio

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

6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La fondazione è stata verificata nei confronti dei seguenti fenomeni:

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

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

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

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

7 CALCOLI DI VERIFICA

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

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

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

7.1 Sollecitazioni massime sulla fondazione

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

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

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

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

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_y [daN·m]	Taglio T_x [daN]	Momento flettente M_x [daN·m]	Taglio T_y [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Interruttore tripolare	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	Sismica	25 075	5 738	7 522	1 721	-5 416
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	Sismica	7 522	1 721	25 075	5 738	-5 416
	Minima azione assiale	Sismica	7 522	1 721	7 522	1 721	-3 016

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_y [daN·m]	Taglio T_x [daN]	Momento flettente M_x [daN·m]	Taglio T_y [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Interruttore tripolare e	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A1-M1-R3	11 020	2 472	12 633	2 499	-8 379
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A1-M1-R3	6 933	1 663	21 055	4 165	-8 379
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	6 933	1 663	12 633	2 499	-8 379

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:

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

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

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

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

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

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

I carichi sono perciò da trasformarsi come segue:

$$T_{X'} = T_X \cdot \cos\alpha + T_Y \cdot \sin\alpha$$

$$T_{Y'} = -T_X \cdot \sin\alpha + T_Y \cdot \cos\alpha$$

$$N_{Z'} = N_Z$$

$$M_{X'} = M_X \cdot \cos\alpha + M_Y \cdot \sin\alpha$$

$$M_{Y'} = -M_X \cdot \sin\alpha + M_Y \cdot \cos\alpha$$

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

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente $M_{Y'}$ [daN·m]	Taglio X' [daN]	Momento flettente $M_{X'}$ [daN·m]	Taglio Y' [daN]	Azione assiale massima $N_{Z'}$ [daN]
Interruttore tripolare	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	Sismica	-8 727	1 721	21 058	-5 738	-29 873
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	-29 091	5 738	6 317	-1 721	-29 873
	Minima azione assiale	Sismica	-8 727	1 721	6 317	-1 721	-13 996

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_Y [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente M_X [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima N_Z [daN]
Interruttore tripolare	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU A1-M1-R3	-14 382	2 499	11 020	-2 472	-47 681
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU A1-M1-R3	-23 970	4 165	6 933	-1 663	-47 681
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	-14 382	2 499	6 933	-1 663	-47 681

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]	12
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.209
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.28
Peso volume terreno, γ_t [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	900
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	1000
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	250
Peso specifico calcestruzzo, γ_{ds} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{ds} [daN/m ³]	1500
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX' [cm]	220
Lato maggiore piastra, BY' [cm]	1450
Larghezza canaletta, l [cm]	50
Profondità canaletta, h [cm]	30
Spessore fondazione, sp [cm]	70
Spessore fondazione fuori terra, sp_n [cm]	0

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

7.2 Verifica al ribaltamento

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

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

Combinazione Sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	8,727	29,091	8,727
M stab X' [daNm]	216,581	216,581	101,473
$\mu_{rib} X' [-]$	24.82	7.44	11.63
$\mu_{rib} X' > 1$?	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	21,058	6,317	6,317
M stab Y' [daNm]	32,861	32,861	15,396
$\mu_{rib} Y' [-]$	1.56	5.20	2.44
$\mu_{rib} Y' > 1$?	SI	SI	SI

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

7.3 Verifica della capacità portante

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

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

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	0.50	0.30
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.23	0.15	0.15
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.021	0.035	0.021
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.105	0.066	0.066
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	319,000		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	1.755	1.605	1.521
Tensione terreno, σ_t [dall/cm ²]	0.26	0.24	0.23
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	9.15	10.01	10.55
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	SI	SI	SI

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]	0.29	0.97	0.62
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.70	0.21	0.45
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione parzializza
eY' / BY' [-]	0.020	0.067	0.043
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.320	0.096	0.205
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	319,000		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.943	1.980	2.572
Tensione terreno, σ_t [dall/cm ²]	0.37	0.19	0.11
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	6.50	12.95	21.27
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

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

7.4 Verifica a scorrimento sul piano di posa

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

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

Combinazione 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]	6,350	6,350	2,975
μ sic X' [-]	1.11	3.69	1.73
μ sic X' > 1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	6,350	6,350	2,975
μ sic Y' [-]	3.69	1.11	1.73
μ sic Y' > 1 ?	Sì	Sì	Sì

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

7.5 Verifica strutturale

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

- trave continua su tre appoggi (direzione Y') con due luci di lunghezza 5,50 m e due mensole laterali di lunghezza 1,75 m (lunghezza complessiva 14,50 m), larghezza 2,20 m (direzione X') e spessore 0,70 m; la sezione presenta una risega centrale di dimensioni 50 x 30 cm; gli appoggi sono in corrispondenza dell'asse verticale delle carpenterie di sostegno dei poli dell'interruttore.
- trave semplicemente appoggiata di luce 2,20 m (direzione X'), larghezza 14,50 m (direzione Y') e spessore 0,40 m.

Le travi si considerano uniformemente caricate nel modo seguente:

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

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

7.5.1 Verifica flessionale della fondazione

La tensione massima trasmessa al terreno è pari a 0,37 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alle travi sono:

Direzione Y'

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times (70 \times 220 - 50 \times 30) = 20,85$ daN/cm
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno: $q = 0,37 \times 220 = 81,40$ daN/cm

Direzione X'

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times 1450 \times (70 \times 170 + 40 \times 50) / 220 = 137,42$ daN/cm
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno: $q = 0,37 \times 1450 = 536,50$ daN/cm

Direzione Y'

Titolo: Interruttore 380 kV - Verifica in direzione Y'

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: ☐ Esercizio ☒ Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 4

Appoggi

Camp. N°	Luca	Perm.	Var.	Sez. N°
1	1.75	6055	0	1
2	5.5	6055	0	1
3	5.5	6055	0	1
4	1.75	6055	0	1

Appoggi

App.	Largh.
1	2.2
2	2.2
3	2.2
4	2.2
5	2.2

Sezioni

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	☐	☐
Incastro	☐	☐
Libero	☒	☒
Elastico	☐	☐

Diagrammi

☐ Visualizza Deformata

Momento 1:

☐ Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza

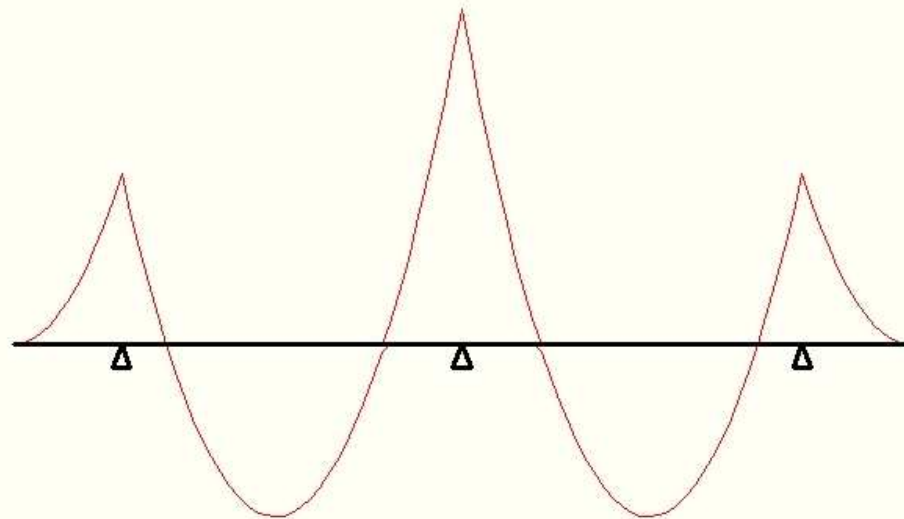
Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0		-5.82E-11	-5.82E-11
m	0	0	0	0		
2	-9,272		-9,272			
m	9,349	2.461	9,349	2.461	1.61E-10	1.61E-10
3	-18,260		-18,260			
m	9,349	3.039	9,349	3.039	1.61E-10	1.61E-10
4	-9,272		-9,272			
m	0	1.75	0	1.75		

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		0	0	0
2	-10,596	15,017	25,613	25,613
3	-18,285	18,285	36,571	36,571
4	-15,017	10,596	25,613	25,613
5	0		0	0

File: Trave_3_appoggi_con_sbalzi - Interruttore 380 kV - Verifica in direzione Y'

Scala momenti 1:5000 - Sollecitazioni SLU



M min	0	-9,272		-18,260		-9,272	0
M max		0	9,349		9,349		0
R max	0	25,613		36,571		25,613	0
R min	0	25,613		36,571		25,613	0

I momenti massimi risultano essere:

M (-) = -18 260 daN·m per verifica armatura inferiore
M (+) = 9 349 daN·m per verifica armatura superiore

Direzione X'

Titolo: Interruttore 380 kV - Verifica in direzione X'

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: ☐ Esercizio ☒ Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 1

Appoggi

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	2.2	39908	0	1

Sezioni

App.	Largh.
1	14.5
2	14.5

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	☒	☒
Incastro	☐	☐
Libero	☐	☐
Elastico	☐	☐

Diagrammi

☐ Visualizza Deformata

Momento 1:

☐ Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

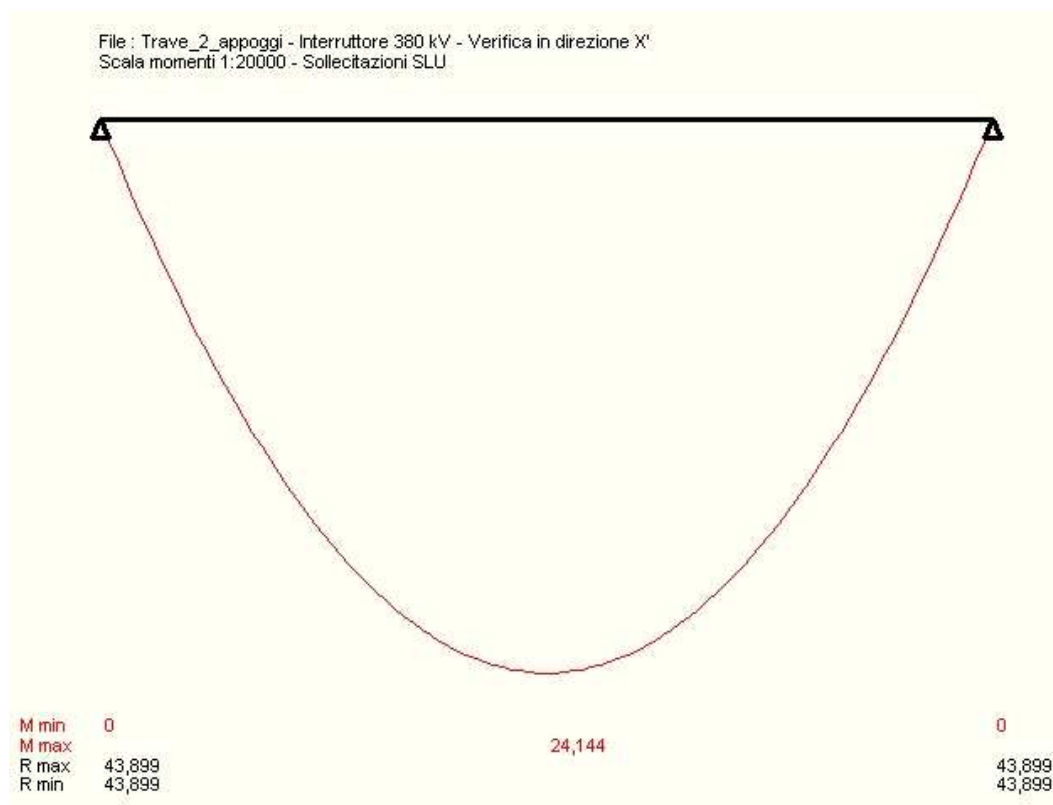
☒ M ☐ I ☐ M + T

DWG Esporta Blocco ?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	24,144	1.1	24,144	1.1	1.47E-03	1.47E-03
2	0		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		43,899	43,899	43,899
2	-43,899	15,017	43,899	43,899



Il momento massimo risulta essere:

$$M (+) = 24\,144 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

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

- Sezione: 220 x 70 cm con incavo 50 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 8 Ø14
- Armatura intermedia: 4 Ø14
- Armatura inferiore: 10 Ø14

Verifica armatura inferiore

Titolo: Fondazione Interruttore 380 kV TG1 - Direzione Y' - Armatura inferiore

N° Vertici: 8 **Zoom** **N° barre:** 22 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	220	0
3	220	70
4	135	70
5	135	40
6	85	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.54	4.7	4.7
2	1.54	28.1	4.7
3	1.54	51.5	4.7
4	1.54	74.9	4.7
5	1.54	98.3	4.7
6	1.54	121.7	4.7

Sollecitazioni
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

N_{Ed} 0 **kN**
M_{xEd} 182.6 **kNm**
M_{yEd} 0 **kNm**

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

M_{xRd} 469.3 **kN m**
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 54.94 ‰
d 65.3 **cm**
x 3.911 **x/d** 0.05989
 δ 0.7

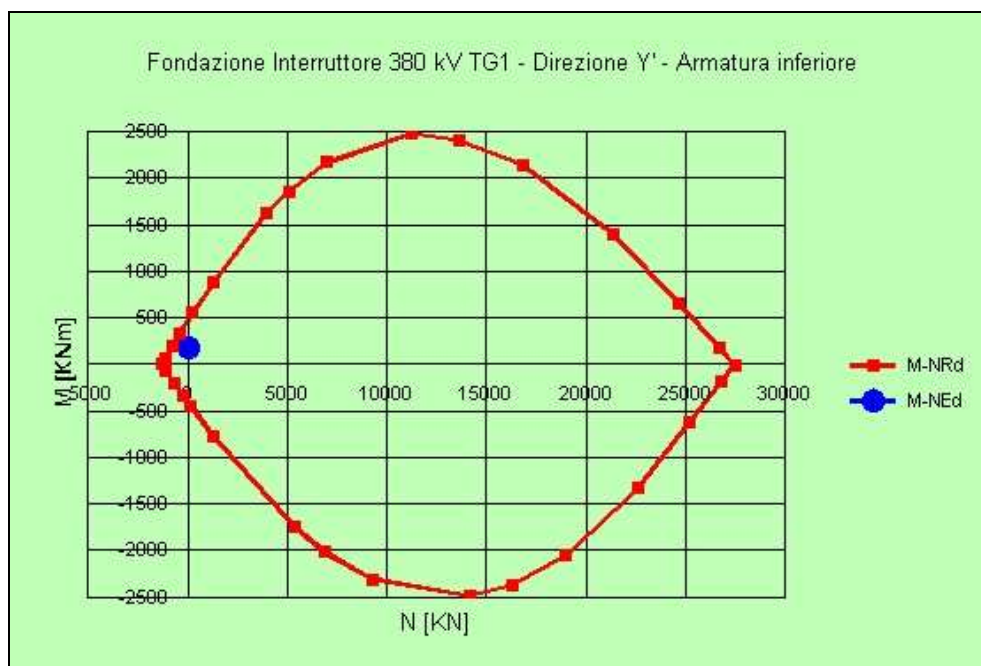
Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Sezione C...
 File
 18.81 -18.81 18.81 -18.81

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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



Verifica armatura superiore

Titolo : Fondazione Interruttore 380 kV TG1 - Direzione Y' - Armatura super

N° Vertici 8 **Zoom** **N° barre** 22 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	220	0
3	220	70
4	135	70
5	135	40
6	85	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.54	4.7	4.7
2	1.54	28.1	4.7
3	1.54	51.5	4.7
4	1.54	74.9	4.7
5	1.54	98.3	4.7
6	1.54	121.7	4.7

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 93.49 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C32/40**
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.81 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

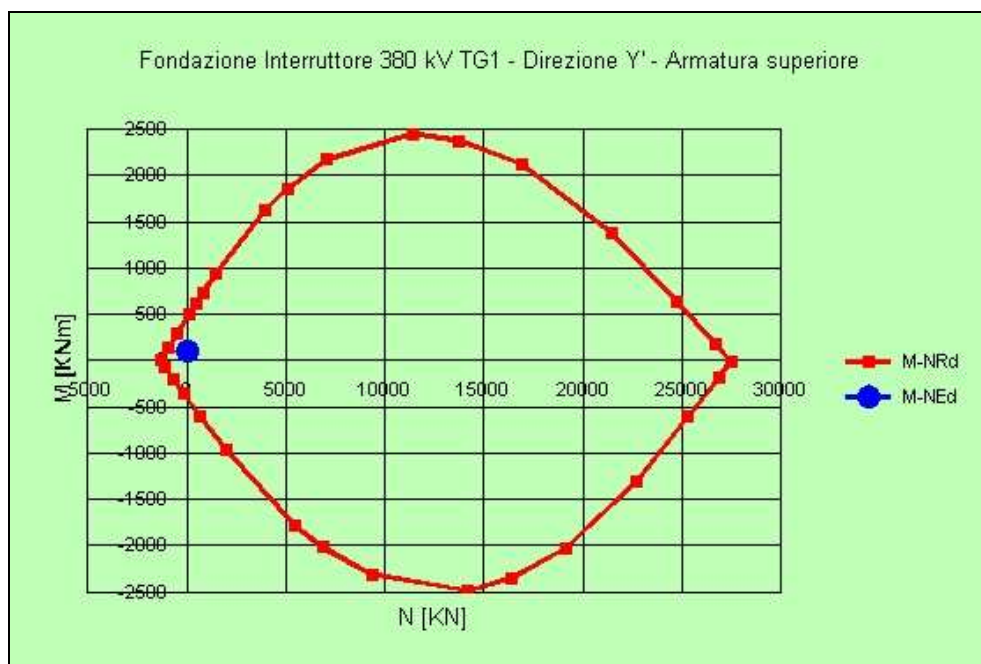
M_{xRd} -402.5 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 64.02 ‰
 d 65.3 cm
 x 3.385 x/d 0.05183
 δ 0.7

Sezione C...
 File 

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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



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

- Sezione: 1450 x 40 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 60 Ø12
- Armatura inferiore: 60 Ø12

Titolo : Fondazione Interruttore 380 kV TG1 - Direzione X'

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	1450	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	67.86	4.6
2	67.86	35.4

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

N_{Ed} 0 **kN**
M_{xEd} 241.44 **kNm**
M_{yEd} 0 **kNm**

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 σ_{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} 1,009 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 48.26 ‰
 d 35.4 cm
 x 2.394 x/d 0.06762
 δ 0.7

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

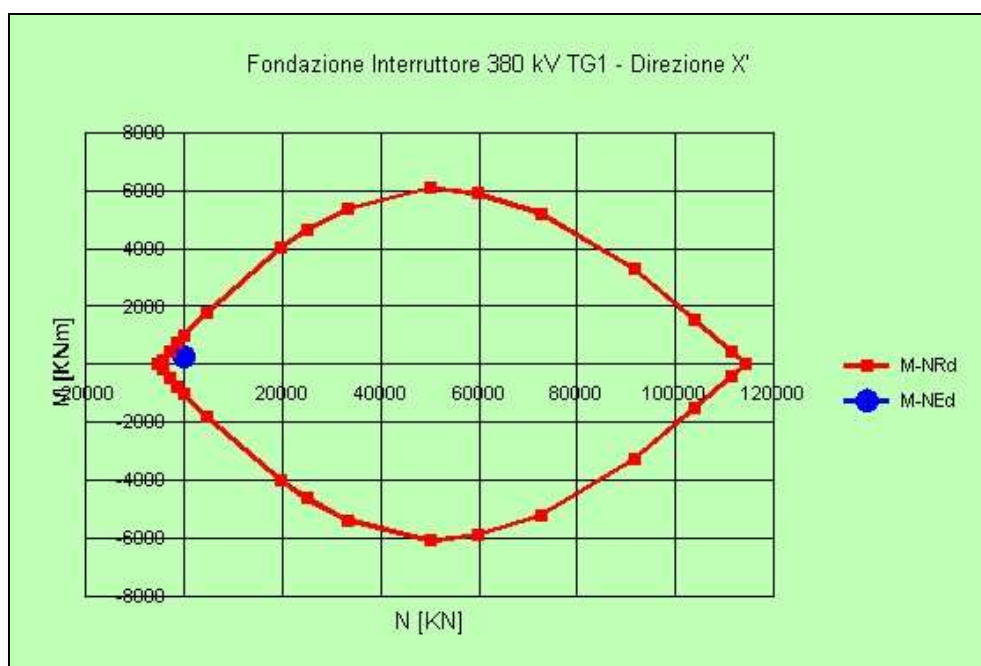
Sezione C...
 File

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

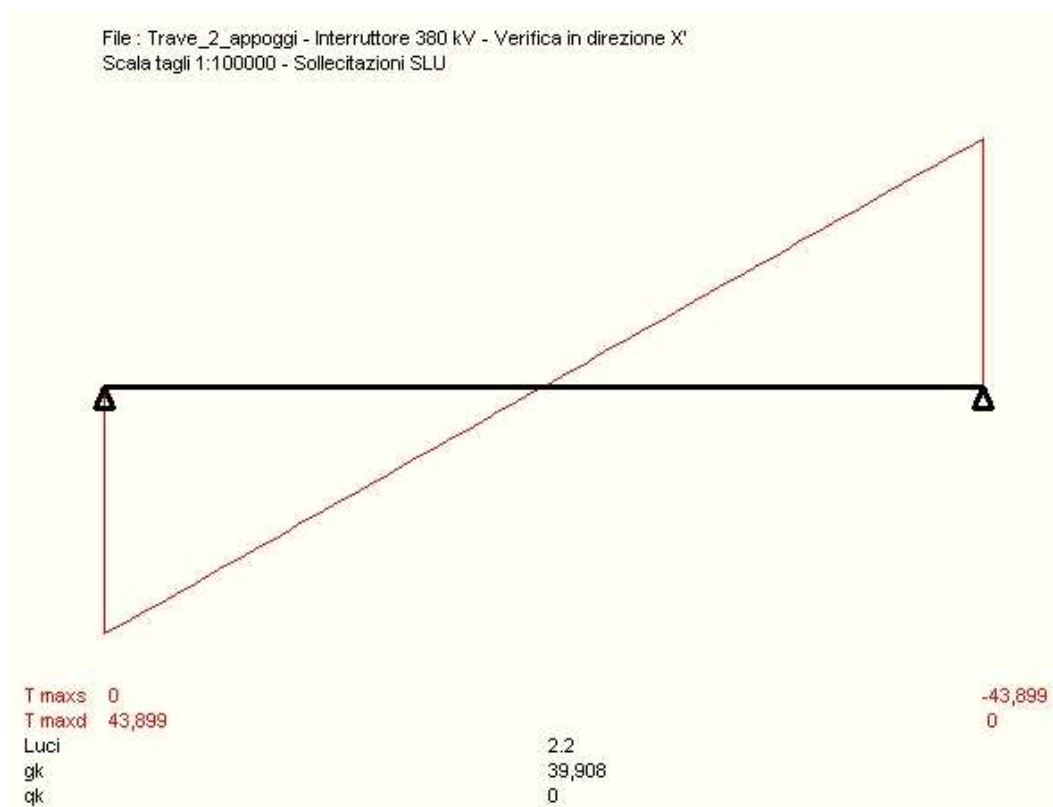
☐ Precompresso



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

7.5.2 Verifica a taglio della fondazione

Direzione X'

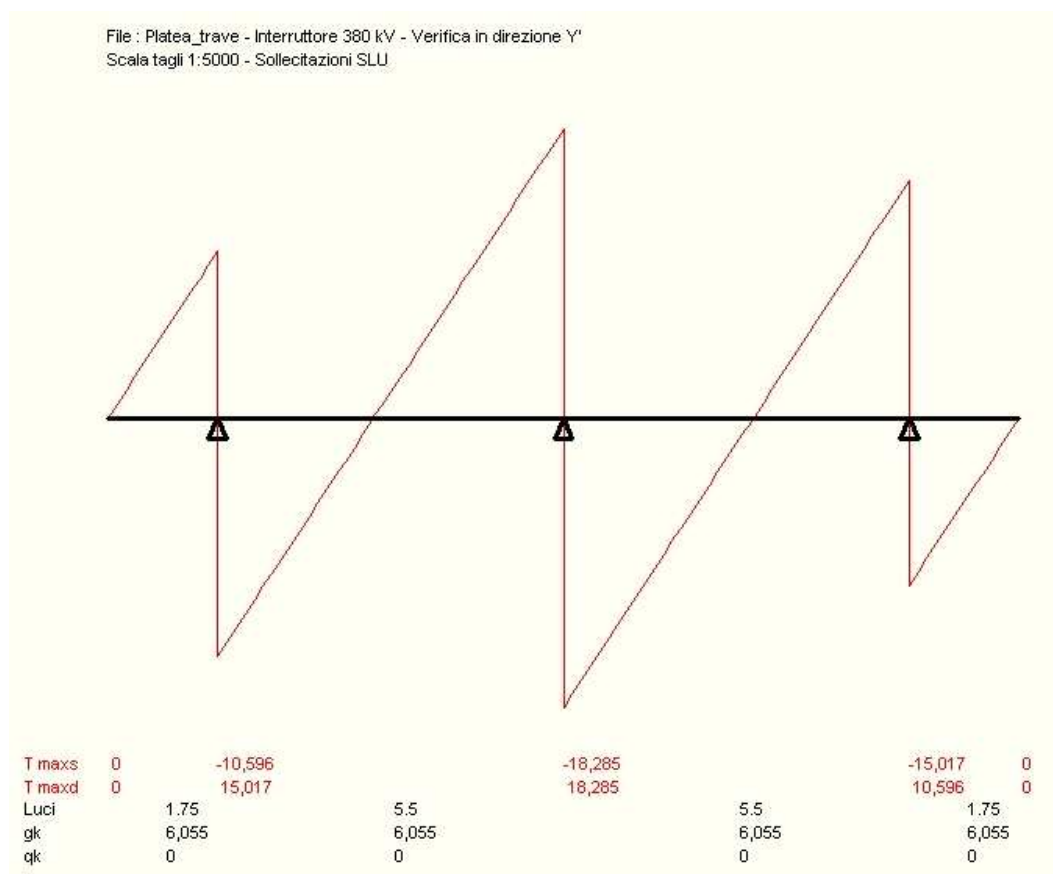


Il valore massimo del taglio è pari a 43 899 daN.

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

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 298\,300$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 43\,899$ daN

Direzione Y'



Il valore massimo del taglio è pari a 18 285 daN.

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

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 53\,420$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 18\,285$ daN

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

8 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

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

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

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

Cedimenti

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

essendo:

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

Nell'ipotesi di $E' = 2$ MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 1,87$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 6,59$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 9,36$ kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 9,36 \cdot 2,20 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 1,87 = 0,0175 \text{ m} = 1,75 \text{ cm}$$

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 4,90, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse y: $\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{63,17}{2,20^2 \cdot 14,50} \cdot 4,90 = 0,0020$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 0,44 \text{ cm}$

Rotazione attorno all'asse x: $\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{290,91}{14,50^2 \cdot 2,20} \cdot 4,90 = 0,0014$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 2,04 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 4,2 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 TG1 risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel par. 2.4 e nell'Appendice 1 del presente rapporto, per i tipi di terreno con tensione di rottura indicati nel Par. 2.3.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] SIEMENS AG – Power Transmission and Distribution High Voltage, Interruttore 420 kV f. Typ 3AP2 FI, identificativo doc. 3HM 427 07465 008 B01 - a, 29/05/2001
- [2] TERNA Stazioni elettriche A.T. 380 kV. Fondazione per Interruttori tripolari TG1, identificativo doc. Terna D C DS1000 U ST 00017, Rev. 02, aprile 2010.
- [3] “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 14/01/2008.
- [4] UNI EN 1997-1, “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica”, febbraio 2005.
- [5] CEI 11-4 – 1998 “Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne”.
- [6] CEI 11-1 1999 “Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata”.
- [7] Rapporto CESI A8024476 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotti 150 kV – 220 kV – 380 kV. Descrizione dello svolgimento delle attività di verifica*, settembre 2008.
- [8] Documento TERNA: “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo” inviato via mail in data 11/04/2008.
- [9] CEI EN 50341-1 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 1: Prescrizioni generali – Specifiche comuni, Edizione VI, luglio 2005.
- [10] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Bozza di istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni, del 07/03/2008.

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo

Condizioni di utilizzo della fondazione

La fondazione è adeguata per:

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

Singolo polo dell'interruttore: $\leq 5\,993$ kg m
- momento statico massimo della struttura di sostegno: Rif. [1]
- 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, peso di volume immerso non inferiore a 900 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 12° , in corrispondenza a coesione pari a $0,28$ daN/cm²
- livello di falda a quota del piano campagna (terreno saturo)
- calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40$ N/mm²
- classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1)
- acciaio delle armature B450C



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



Data:	15/14/2010
Progettista:	Fabrizio Gatti
Redatto:	Alessandro Cadore
Verificato:	Fabrizio Gatti
Approvato:	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	15/04/10	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 00020	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 380 kV SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS1000 U ST 00018 rev. 02 COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS1000 U ST 00020 rev. 02 FONDAZIONE PER SEZIONATORE UNIPOLARE ORIZZONTALE TG12	
RICAVATO DAL DOC. TERNA		

CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA		

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS1000 U ST 00020	---	A4	---	01/35

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

Cliente TERNA S.p.A. Roma

Oggetto STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO
ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI
Lotto 380 kV
Calcolo di verifica della fondazione TG12 per Sezionatori Orizzontali

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

Note Rev. 00 – Lettera di trasmissione B0011414
Il rapporto B0006406 sostituisce ed annulla il rapporto A8035922

PUBBLICATO B0006406 (PAD - 1328081)

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

N. pagine 34

N. pagine fuori testo 0

Data 15 aprile 2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro

B0006406 114933 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio

B0006406 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi

B0006406 777241 APP



Mod. RISM v. 02

Indice

1	SCOPO	4
2	CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE	4
2.1	Caratteristiche geometriche	4
2.2	Caratteristiche dei materiali.....	5
2.3	Capacità portante della fondazione	5
2.4	Caratteristiche del terreno	6
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	7
3.1	Individuazione delle azioni	7
3.2	Condizione di carico di linea.....	7
3.3	Montaggio	7
3.4	Condizione di carico da vento	7
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore.....	8
3.6	Condizione di carico sismica.....	8
3.6.1	La simulazione delle condizioni sismiche	8
3.6.2	Componenti orizzontali	9
3.6.3	Componente verticale.....	9
3.6.4	Combinazione delle componenti dell'azione sismica	10
3.6.5	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	10
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	10
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	10
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	10
4	TIPO DI VERIFICA.....	10
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	11
5.1	Stati limite ultimi.....	11
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	11
5.1.2	Combinazioni eccezionali	12
5.1.3	Combinazioni sismiche	12
5.2	Stati limite di esercizio	13
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	13
7	CALCOLI DI VERIFICA	13
7.1	Sollecitazioni massime sulla fondazione.....	14
7.2	Verifica al ribaltamento.....	16
7.3	Verifica della capacità portante.....	17
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	17
7.5	Verifica strutturale.....	18
7.5.1	Verifica flessionale della fondazione	19
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	24
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	25
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	30
9	CONCLUSIONI	31
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	32

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo 33

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	15/04/2010	B0006406	Prima emissione

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione per Sezionatori orizzontali della sezione 380 kV.

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

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

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

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

2 CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE

2.1 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per 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 $5,45 \times 2,50 \times 0,3$ m; i batoli hanno dimensioni $0,6 \times 0,8 \times 0,5$ m, sporgono dal terreno per 0,1 m, e sono provvisti ognuno di quattro tirafondi $\varnothing 30$ 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 mezzzeria della piastra lungo il lato lungo della fondazione, in direzione opposta rispetto ad essa. I batoli risultano centrati rispetto alla mezzzeria 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.

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

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

Volume calcestruzzo [m ³]	Peso calcestruzzo armato (peso specifico di 2500 daN/m ³) [daN]	Ferri della piastra di base, paralleli al lato lungo, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato lungo, armatura superiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato corto, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato corto, armatura superiore	Ferri verticali batolo con pozzetti	Ferri verticali batolo singolo
4,568	11 419	11Ø12	11Ø12	24Ø12	24Ø12	10Ø10	8Ø10

2.2 Caratteristiche dei materiali

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

- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} = 332 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [4]);
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [4]);
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,1 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- 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 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 [4]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

2.3 Capacità portante della fondazione

La capacità portante della fondazione è stata valutata in modo parametrico considerando un terreno con peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/cm}^2$ e caratteristiche di angolo d'attrito ϕ' e coesione c' variabili, fino ad un minimo di $\phi' = 10^\circ$, in base alla formulazione contenuta nell'“Annex 4”, punto D.4 di [5]:

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

con:

c' = coesione drenata

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

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

γ' = peso immerso del terreno

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

ϕ' = angolo d'attrito drenato

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

B' = larghezza efficace della fondazione

L' = lunghezza efficace della fondazione

H = carico orizzontale sulla fondazione

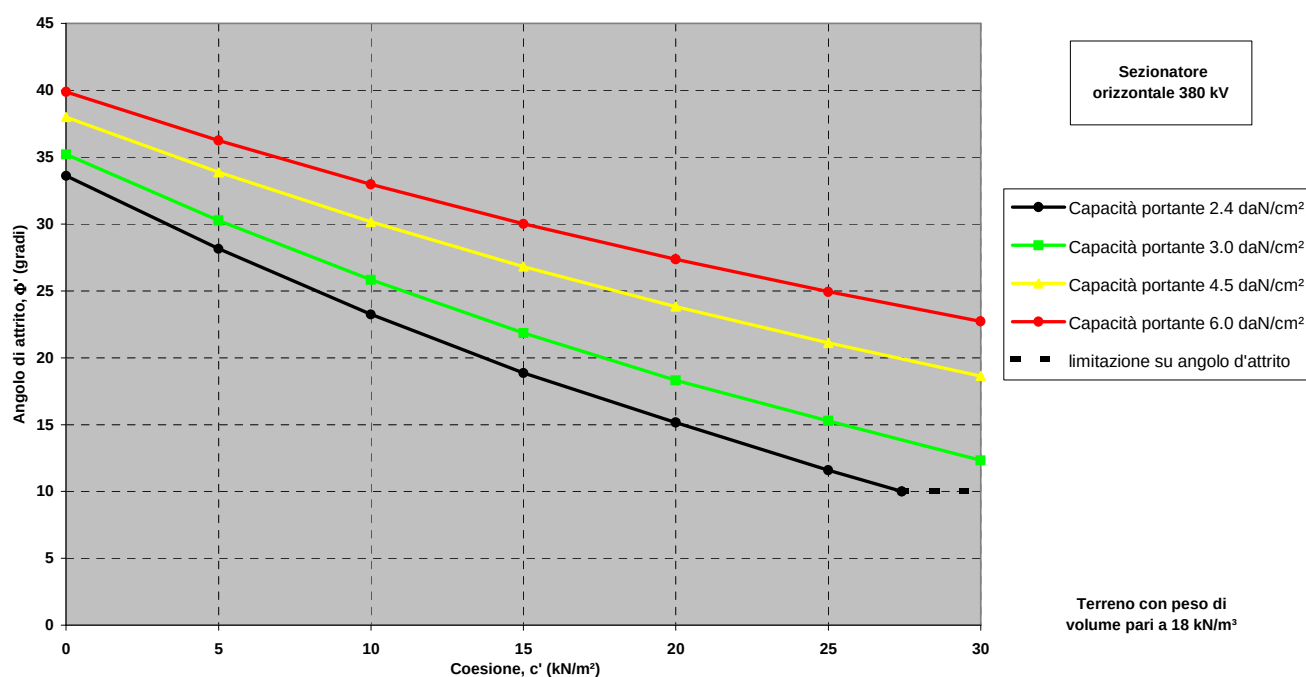
V = carico verticale sulla fondazione

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

e_B = eccentricità del carico in direzione della larghezza della fondazione

e_L = eccentricità del carico in direzione della lunghezza della fondazione

ottenendo le seguenti curve:



I carichi considerati per le valutazioni sono quelli relativi al Sezionatore orizzontale 380 kV ed alla combinazione di carico Sismica, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

La tensione di rottura minima del terreno per cui è verificata la fondazione è pari a 2,4 daN/cm². Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 10°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,27 daN/cm².

2.4 Caratteristiche del terreno

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

- Peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/m}^3$;

- Peso di volume immerso $\gamma' = 900 \text{ daN/m}^3$;
- Angolo di attrito $\Phi' = 10^\circ$;
- Coesione $c' = 0,27 \text{ daN/cm}^2$.

Il livello di falda è considerato al piano campagna.

3 DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

3.1 Individuazione delle azioni

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

- Tiro di linea a -20°C (zona B) – Tiro semplice;
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B) – Tiro composto;
- Montaggio (vedi Par. 3.2.2 del rif. [7]);
- Vento;
- Perdita di carico per rottura di un conduttore;
- Sismica;
- Corto circuito.

I carichi sismici, quelli da corto circuito e quelli da perdita di carico sono definiti come eccezionali in [7], par. 3.2.

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente.

3.2 Condizione di carico di linea

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

- Tiro di linea a -20°C (zona B), definito nel seguito “Tiro semplice”, il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [6];
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B), definito nel seguito “Tiro composto”, il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [6].

Tali valori, la cui entità è stata comunicata da Terna con apposito documento (Rif. [9]), sono riportati nella tabella che segue; per le verifiche dei sostegni e delle fondazioni di ogni apparecchiatura essi sono considerati applicati bilateralmente in direzione della linea.

Apparecchiatura	Tiro semplice [N]	Tiro composto [N]
Sezionatore orizzontale 380 kV	270	450

3.3 Montaggio

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

3.4 Condizione di carico da vento

In accordo con quanto riportato in [4] la valutazione dei carichi da vento, è stata fatta in base alle ipotesi e considerazioni di seguito riportate.

La pressione del vento agente sulla struttura è pari a:

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

con:

q_b = pressione cinetica di riferimento;

c_e = coefficiente di esposizione;

c_p = coefficiente di forma;

c_d = coefficiente dinamico.

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

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

- il coefficiente di esposizione c_e è stato valutato per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base all'altezza dello stesso (Rif. 3.3.7 di [4]), con riferimento alla categoria di esposizione III;
- il coefficiente c_p di forma viene considerato pari a 0,7; tale valore è stato verificato, per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base alla formulazione di c_p per corpi cilindrici riportata al paragrafo C3.3.10.6 di [11];
- il coefficiente c_d dinamico è stato assunto cautelativamente uguale ad 1 (vedi paragrafo 3.3.8 di [4]);
- il valore della pressione cinetica di riferimento q_b è stato valutato in base alla formulazione:

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

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

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

3.5 Perdita di carico per rottura di un conduttore

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

3.6 Condizione di carico sismica

L'illustrazione dettagliata dei criteri adottati per la identificazione della condizione di carico sismica è riportata in [8].

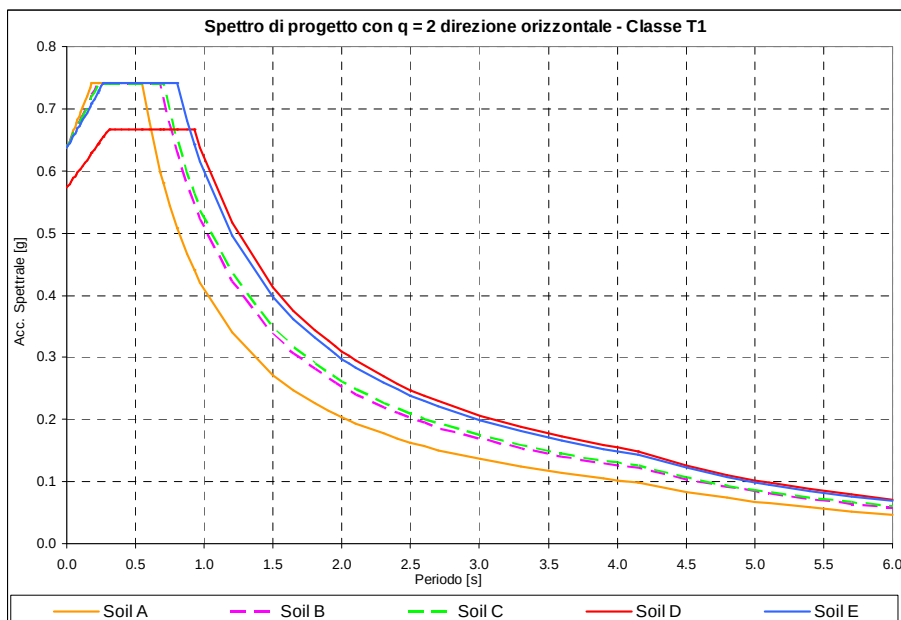
Di seguito sono illustrati gli spettri impiegati nella verifica.

3.6.1 La simulazione delle condizioni sismiche

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

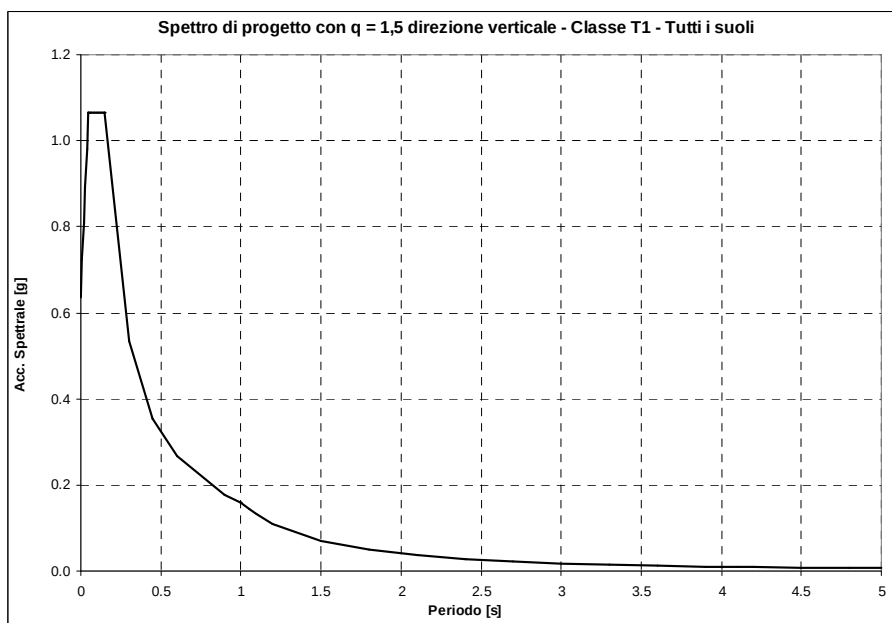
3.6.2 Componenti orizzontali

Il diagramma seguente riporta lo spettro di progetto relativo a tutti i suoli per le componenti orizzontali, con valore a_g pari a 6,247 g/10 e fattore di struttura pari a 2 (vedasi [4]).



3.6.3 Componente verticale

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



3.6.4 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni sismiche sono combinate secondo quanto previsto dalla tabella nel Cap.5, congruente con quanto riportato nel par. 7.3.5 di [4].

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

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

3.7 Condizione di carico da corto circuito

3.7.1 Definizione del carico da corto circuito

I carichi da corto circuito sono tratti dal rif. [9]. Il corto circuito non viene considerato contestualmente al sisma, anche se potrebbe essere causato da quest'ultimo. Trattasi, in questa interpretazione, di due eventi eccezionali la cui probabilità combinata di accadimento può essere considerata scarsa (vedasi [7], Par. 3.2).

In accordo a [9], si riconoscono sollecitazioni derivanti da tre tipi diversi di fenomeno, "pinch", "swing" e "drop", associati all'esplicarsi del corto circuito: tali fenomeni, dal punto di vista strutturale, si traducono in un aumento del tiro tra l'apparecchiatura in esame e quella ad essa adiacente. Tuttavia, essi hanno dinamiche molto diverse: dell'ordine delle decine di millisecondi per il pinch, delle centinaia di millisecondi per lo swing. Nella pratica, le rispettive sollecitazioni possono essere perciò considerate come temporalmente disaccoppiate. Inoltre, la rapidità dei fenomeni di pinch e swing consente, in linea di principio, ad entrambi i tipi di sollecitazioni di agire sull'insieme apparecchiatura + sostegno, mentre la fondazione non è praticamente interessata al pinch ma, semmai, solo allo swing.

I valori di corto circuito, per cui le apparecchiature più sollecitate sono state verificate, sono stati desunti dal documento di riferimento [9] e derivano da un calcolo eseguito per una corrente di corto circuito pari a 63 kA. I valori con le relative direzioni di applicazione sono i seguenti:

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

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

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

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

4 TIPO DI VERIFICA

Le attività di verifica delle fondazioni, vengono condotte sulla base dei criteri degli **stati limite ultimi** e degli **stati limite di esercizio** (Rif. [4]), a partire dalle più gravose condizioni di carico derivanti dall'analisi delle carpenterie di sostegno ad esse afferenti.

5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

5.1 Stati limite ultimi

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [4]), sono elencate nei paragrafi che seguono.

5.1.1 Combinazione fondamentale

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni fondamentali:

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

con:

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

G_1 = carichi permanenti;

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

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

γ_P = coefficiente parziale per pretensione e precompressione;

P = pretensione e precompressione;

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

Q_{k1} = azione variabile dominante;

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

ψ_{0j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1, i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3) ed i coefficienti parziali delle azioni contemplati per i diversi carichi (Rif. [4] Par. 2.6.1) rispettivamente per gli:

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

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

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

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

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

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

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

5.1.2 Combinazioni eccezionali

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni eccezionali:

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

con:

G_1 = carichi permanenti;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

P = pretensione e precompressione;

A_d = azione eccezionale;

ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3).

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

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

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

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

Tipo combinazione	Peso proprio	Tiro semplice	Tiro composto	Montaggio	Vento X	Vento Y	Perdita di tiro semplice	Perdita di tiro composto	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Eccezionale Perdita Carico 1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Eccezionale Perdita Carico 2	1	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Eccezionale Corto Circuito	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

5.1.3 Combinazioni sismiche

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni sismiche:

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

con:

E = azione sismica;

G_1 = carichi permanenti;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

P = pretensione e precompressione;

ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3).

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

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente all'azione sismica; nel caso in esame P è nullo; il valore di ψ_{2j} , associato ai carichi da vento, è assumibile anch'esso come nullo (vedasi tab. 2.5.I in par. 2.5.3 di [4]).

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

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

5.2 Stati limite di esercizio

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite di esercizio della fondazione, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [4]), sono quelle relative alle combinazioni sismiche menzionate in precedenza.

6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La fondazione è stata verificata nei confronti dei seguenti fenomeni:

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

Le verifiche sono state effettuate considerando l'Approccio 1 con Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M2+R2) e l'Approccio 2 con (A1+M1+R3) (Rif. [4] Par. 6.2.3.1 e 6.4.2.1).

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

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

7 CALCOLI DI VERIFICA

Nel caso in esame le verifiche più penalizzanti per i fenomeni citati sono quelle relative al comportamento nei confronti della combinazione Sismica (ribaltamento attorno a X, asse ortogonale alla direzione di linea, ribaltamento attorno a Y, asse parallelo alla direzione di linea, 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 esposte 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 sulla fondazione

Per la verifica della fondazione si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alla fondazione:

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

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

Le tabelle che seguono riportano, per ogni condizione di verifica, i valori di M_x , M_y , T_x , T_y e N agenti complessivamente sulla fondazione; tali valori sono le sollecitazioni globali applicate dalle strutture di supporto dell'apparecchiatura alla base superiore dei batoli.

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_y [daN·m]	Taglio T_x [daN]	Momento flettente M_x [daN·m]	Taglio T_y [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Sezionatore orizzontale	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	Sismica	7 432	1 655	2 230	497	-1 511
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	Sismica	2 230	497	7 432	1 655	-1 511
	Minima azione assiale	Sismica	2 230	497	2 230	497	-700
Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_y [daN·m]	Taglio T_x [daN]	Momento flettente M_x [daN·m]	Taglio T_y [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Sezionatore orizzontale	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A1-M1-R3	4 816	1 430	2 349	678	-2 417
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A1-M1-R3	3 249	978	3 916	1 130	-2 417
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	3 249	978	2 349	678	-2 417

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:

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

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

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

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

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

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

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Sezionatore orizzontale	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	Sismica	6 497	1 655	2 627	497	-10 439
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	2 192	497	8 756	1 655	-10 439
	Minima azione assiale	Sismica	1 907	497	2 627	497	-4 708

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Sezionatore orizzontale	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU A1-M1-R3	4 694	1 430	2 892	678	-16 763
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU A1-M1-R3	3 489	978	4 820	1 130	-16 763
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	3 489	978	2 892	678	-16 763

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]	0.28
Peso volume terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	900
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	1000
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	250
Peso specifico calcestruzzo, γ_{ds} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{ds} [daN/m ³]	1500
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX [cm]	250
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_1 [cm]	10

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

7.2 Verifica al ribaltamento

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

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

Combinazione Sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	6,467	2,192	1,907
M stab X [daNm]	28,446	28,446	12,829
$\mu_{rib X}$ [-]	4.40	12.98	6.73
$\mu_{rib X} > 1$?	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	2,627	8,756	2,627
M stab Y [daNm]	13,048	13,048	5,885
$\mu_{rib Y}$ [-]	4.97	1.49	2.24
$\mu_{rib Y} > 1$?	SI	SI	SI

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

7.3 Verifica della capacità portante

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

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

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	0.21	0.21
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.17	0.29	0.17
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.051	0.038	0.038
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.069	0.115	0.069
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	136,250		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	1.722	1.919	1.643
Tensione terreno, σ_t [daN/cm ²]	0.21	0.24	0.20
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	11.33	10.16	11.87
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	SI	SI	SI

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]	0.62	0.21	0.41
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.25	0.84	0.56
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY / BY [-]	0.114	0.039	0.074
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.101	0.336	0.223
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	136,250		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	2.299	4.555	3.006
Tensione terreno, σ_t [daN/cm ²]	0.18	0.35	0.10
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	13.63	6.88	23.11
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

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

7.4 Verifica a scorrimento sul piano di posa

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

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

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, F_X [daN]	1,841	1,841	830
μ sic X [-]	3.71	1.11	1.67
mu sic X > 1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y, F_Y [daN]	1,841	1,841	830
μ sic Y [-]	1.11	3.71	1.67
mu sic Y > 1 ?	Sì	Sì	Sì

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

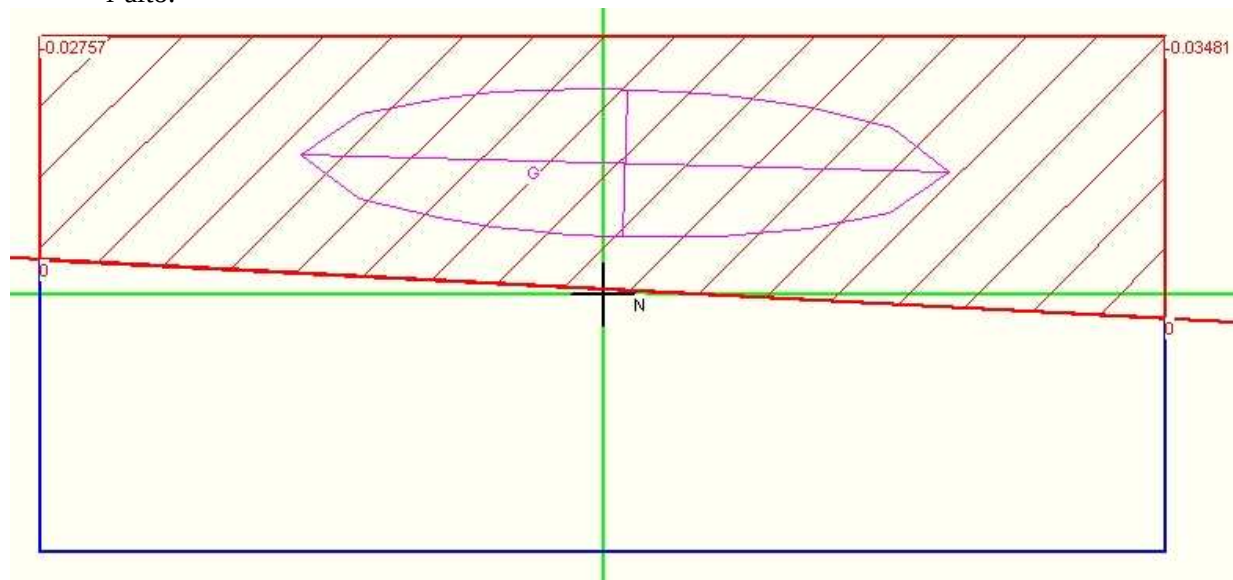
7.5 Verifica strutturale

Lo schema strutturale adottato per la verifica dell'armatura della piastra di base della fondazione in direzione 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 (2,50 m).

In direzione X lo schema adottato è, conservativamente, quello di trave semplicemente appoggiata di luce pari alla larghezza della fondazione (2,5 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 visualizzato nella figura che segue, e considerata, in sicurezza, come agente su tutta la superficie di base della trave; il carico agisce dal basso verso l'alto.



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

Il calcolo dei momenti massimi applicati alle sezioni di verifica è stato eseguito utilizzando il programma "Trave continua", ver. 7.3 del 07/02/2008. La verifica delle sezioni in calcestruzzo armato è stata eseguita utilizzando il programma "VcaSlu" ver. 7.2 del 10/01/2009; entrambi i programmi sono stati sviluppati dal Prof. Piero Gelfi del Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Brescia.

7.5.1 Verifica flessionale della fondazione

La tensione media trasmessa al terreno è pari a $0,16 \text{ daN/cm}^2$.

I carichi per unità di lunghezza applicati alle travi sono:

Direzione X

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 0,30 \times 5,45 = 2\,453 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno: $q_{terr} = 900 \times 0,40 \times 5,45 = 1\,962 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno: $q = 0,16 \times 100 \times 545 = 8\,720 \text{ daN/m}$ (con direzione opposta ai precedenti).

Direzione Y

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 0,30 \times 2,50 = 1\,125 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno: $q_{terr} = 900 \times 0,40 \times 2,50 = 900 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno: $q = 0,16 \times 100 \times 250 = 4\,000 \text{ daN/m}$ (con direzione opposta ai precedenti).

Valutazione momenti in Direzione X

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

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: ☐ Esercizio ☒ Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 1

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	2.5	4305	0	1

Appoggi

App.	Largh.
1	5.45
2	5.45

Sezioni

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	☒	☒
Incastro	☐	☐
Libero	☐	☐
Elastico	☐	☐

Diagrammi

☒ Visualizza Deformata

Momento 1: 2.000

☐ Scale fisse Taglio 1: 10.000

Freccia 1: 0.05

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

M I M + T

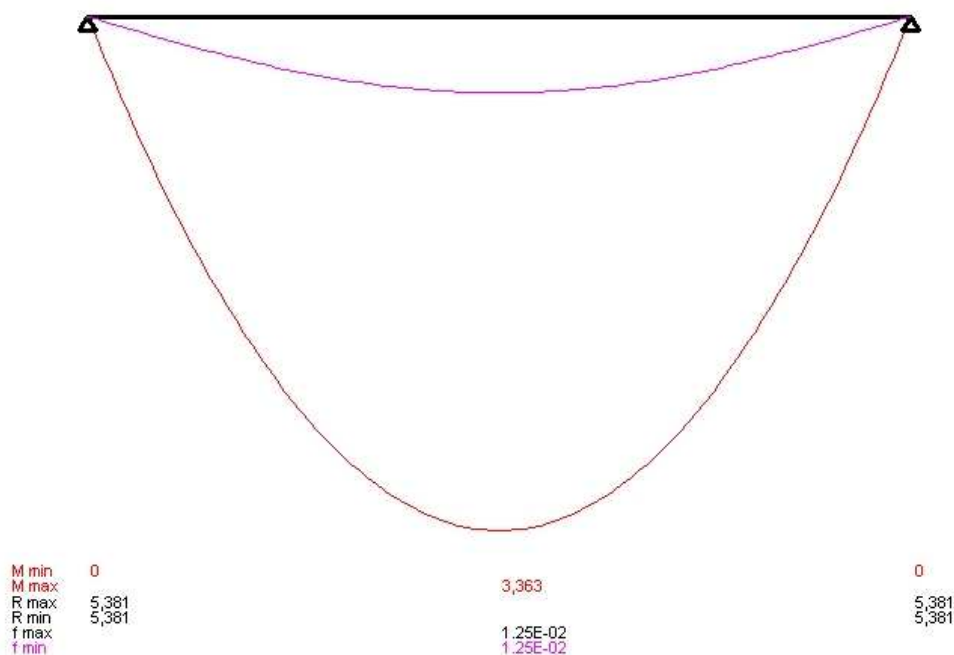
DWG Esporta Blocco ?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	3,363	1.25	3,363	1.25	1.25E-02	1.25E-02
2	0		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		5,381	5,381	5,381
2	-5,381		5,381	5,381

File : Platea_trave_2_appoggi - Fondazione Sezionatore orizzontale 380 kV - Trave su due appoggi - Direzione X
Scala momenti 1:2000 - Sollecitazioni SLU
Scala Freccie 1:0.05



Il momento flettente massimo è pari a 3 363 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

Appoggi

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	0.3	1975	0	1
2	4.2	1975	0	1
3	0.95	1975	0	1

Sezioni

App.	Largh.
1	2.5
2	2.5
3	2.5
4	0

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	☐	☐
Incastro	☐	☐
Libero	☒	☒
Elastico	☐	☐

Diagrammi

☐ Visualizza Deformata

Momento 1: 2,000

☐ Scale fisse Taglio 1: 5,000

Freccia 1: 0.2

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

M I M + T

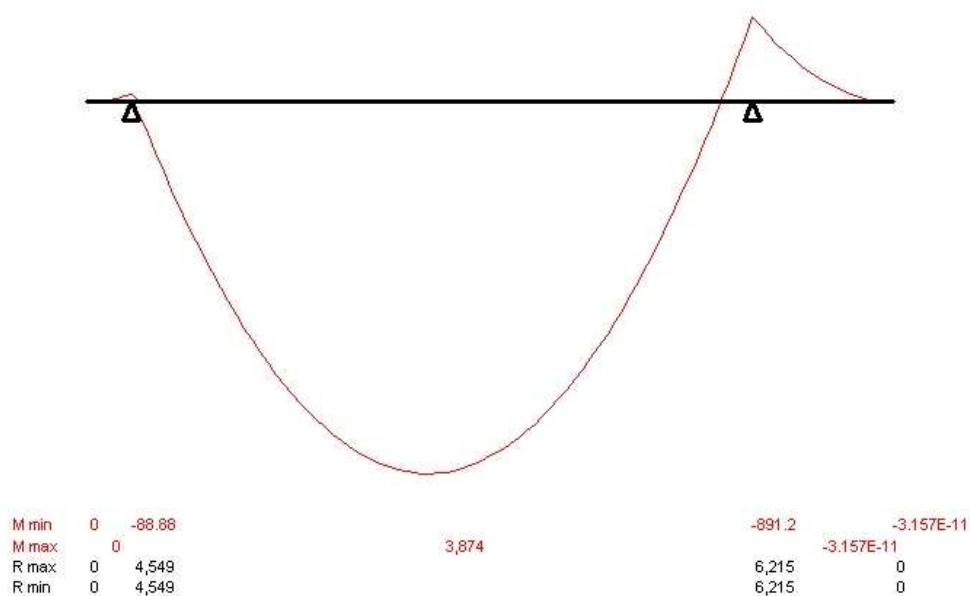
DWG Esporta Blocco ?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0		-1.27E-02	-1.27E-02
m	0	0	0	0		
2	-88.88		-88.88			
m	3.874	2.018	3.874	2.018	5.50E-02	5.50E-02
3	-891.2		-891.2			
m	3.157E-11	0.95	3.157E-11	0.95		
4	3.157E-11		3.157E-11		-3.45E-02	-3.45E-02

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		0	0	0
2	-592.5	3,956	4,549	4,549
3	-4,339	1,876	6,215	6,215
4	0.000353		0	0

File : Platea_trave_2_appoggi-sbalzi - Fondazione Sezionatore orizzontale 380 kV - Trave su due appoggi - Direzione Y
Scala momenti 1:2000 - Sollecitazioni SLU



Il momento flettente massimo è pari a 3 874 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: 24 Ø12
- Armatura inferiore: 24 Ø12

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	5450	300

N°	As [mm²]	d [mm]
1	2714	46
2	2714	254

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

N Ed 0 **0** kN
M xEd 33.63 **0** kNm
M yEd 0 **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 295.9 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 31.31 ‰
d 254 mm
x 25.54 x/d 0.1005
 δ 0.7

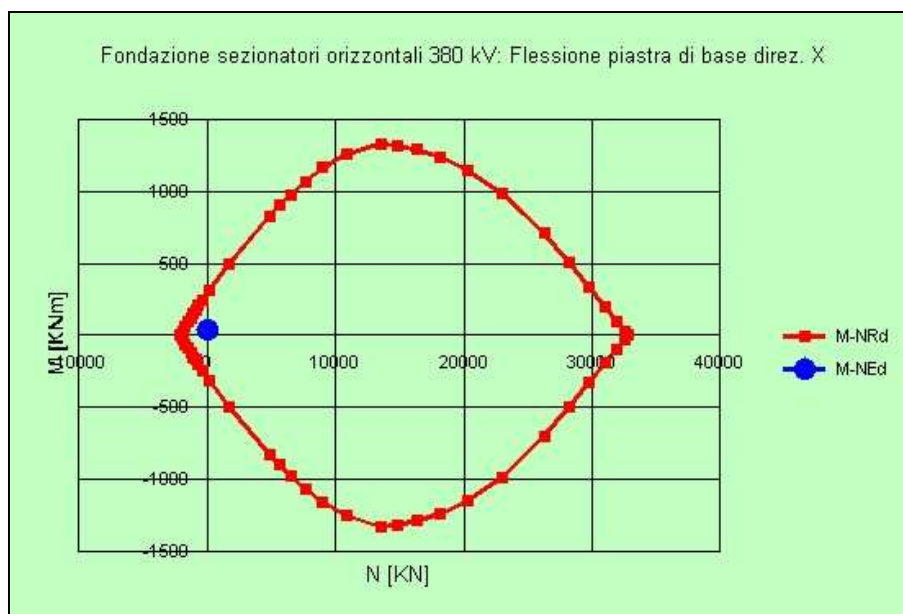
Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sezione C...

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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



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

- Sezione: 250 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 11 Ø12
- Armatura inferiore: 11 Ø12

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	2500	300

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1244	46
2	1244	254

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

N Ed 0 **0** kN
M xEd 38.74 **0** kNm
M yEd 0 **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 135.6 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 31.34 ‰
d 254 mm
x 25.52 x/d 0.1005
 δ 0.7

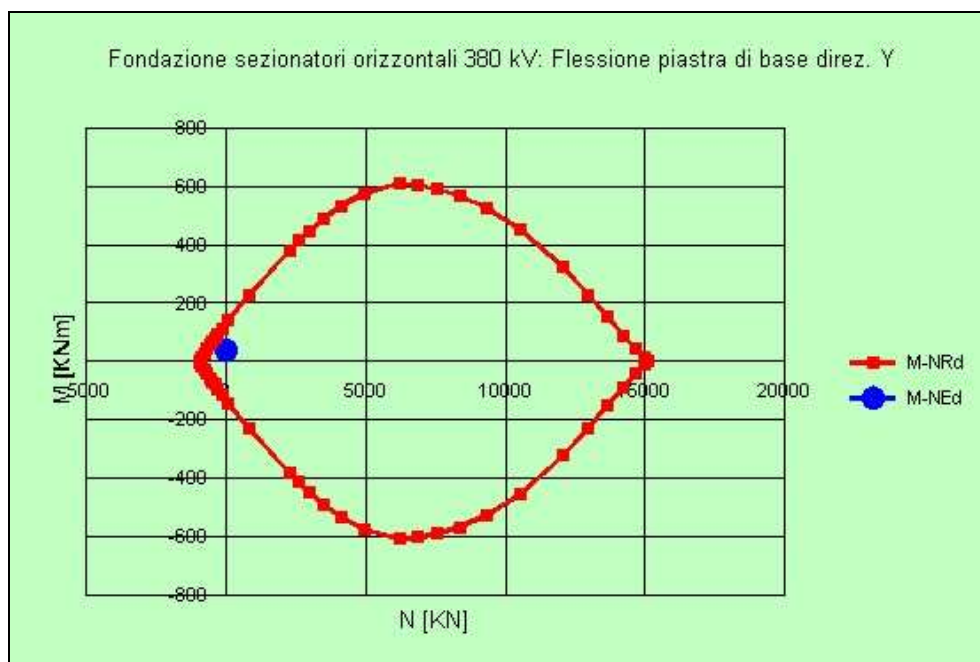
Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sezione C...

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

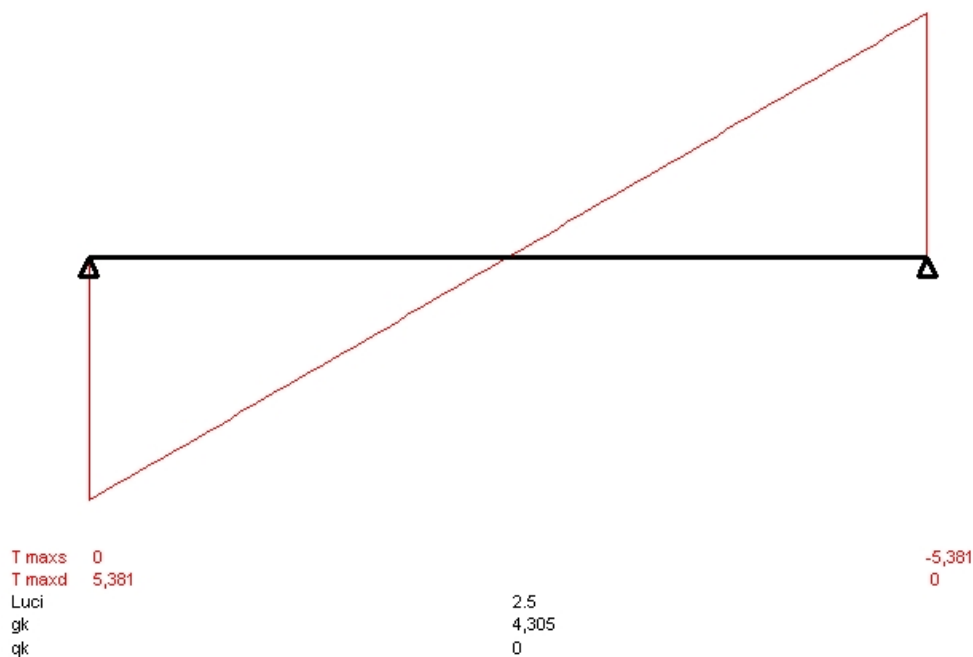


Essendo il momento sollecitante, M_{xSd} , inferiore al momento resistente, M_{xRd} , le verifiche a flessione risultano soddisfatte.

7.5.2 Verifica a taglio della piastra di base

Direzione X

File : Platea_trave_2_appoggi - Fondazione Sezionatore orizzontale 380 kV - Trave su due appoggi - Direzione X
Scala tagli 1:10000 - Sollecitazioni SLU



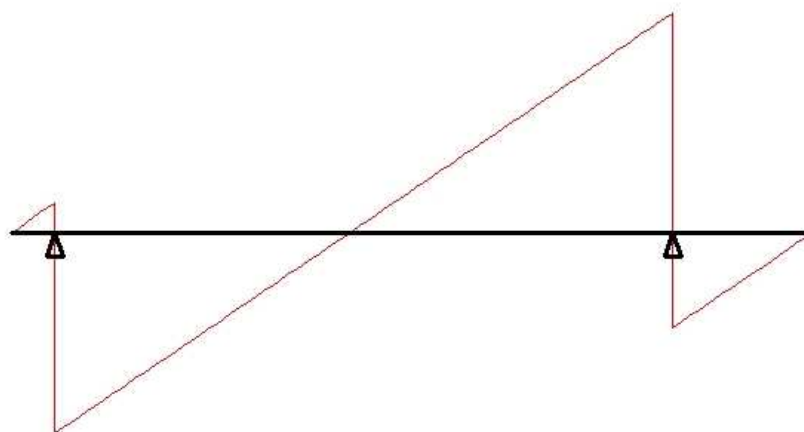
Il valore massimo del taglio è pari a 5 381 daN.

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

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 74\,430$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 5\,381$ daN

Direzione Y

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



T maxs	0	-592.5			-4,339	3.532E-04
T maxd	0	3,956			1,876	0
Luci	0.3		4.2			0.95
gk	1,975		1,975			1,975
qk	0		0			0

Il valore massimo del taglio è pari a 4 339 daN.

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

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 34\,133$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 4\,339$ 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

Batolo singolo

- 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 sono riportate le verifiche con combinazione Sismica, la più penalizzante per le strutture, nei casi di massimo momento attorno ad un asse parallelo e trasversale alla linea.

Batolo con annessi pozzetti

Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea

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

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 10 **Zoom**

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

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

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

N_{Ed} 18.025 **0** kN
M_{xEd} 19.814 **0** kNm
M_{yEd} 82.597 **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} 25.74 kN m
M_{yRd} 124.4 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 52.46 ‰
d 78.3 cm
x 4.897 **x/d** 0.06254
 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

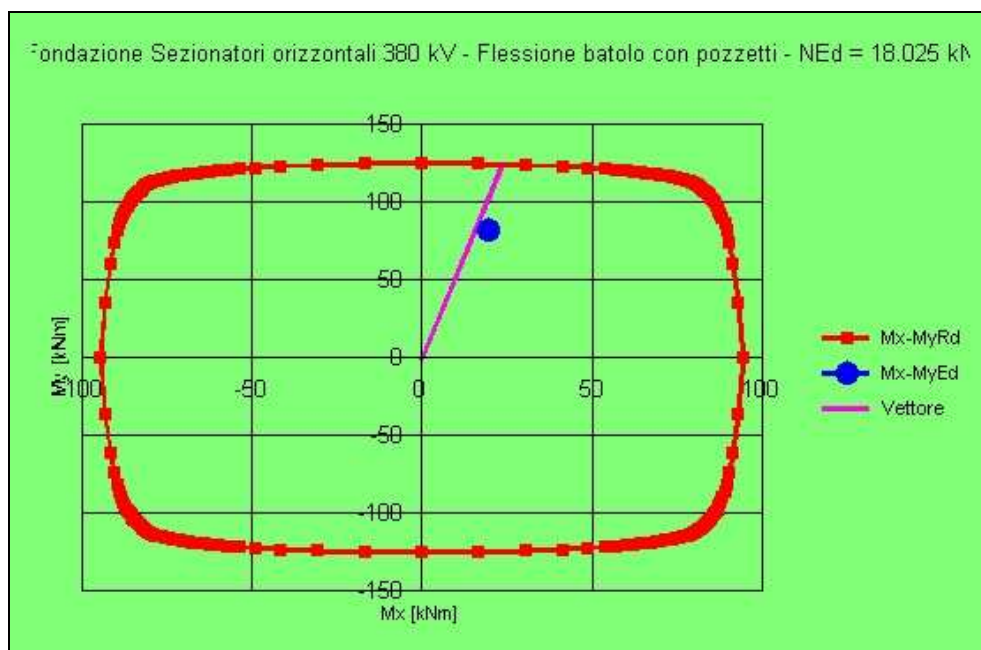
Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 272.81

☐ Precompresso



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea

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

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 10 **Zoom**

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

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

Sollecitazioni

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

N_{Ed} 18.025 0 kN

M_{xEd} 66.047 0 kNm

M_{yEd} 24.779 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

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² $\sigma_{c,adm}$ 12.25

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 Mx-My**

angolo asse neutro θ° 358.12

☐ Precompresso

M

M_{xRd} 93.12 kN m

M_{yRd} 35.69 kN m

σ_c -18.81 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

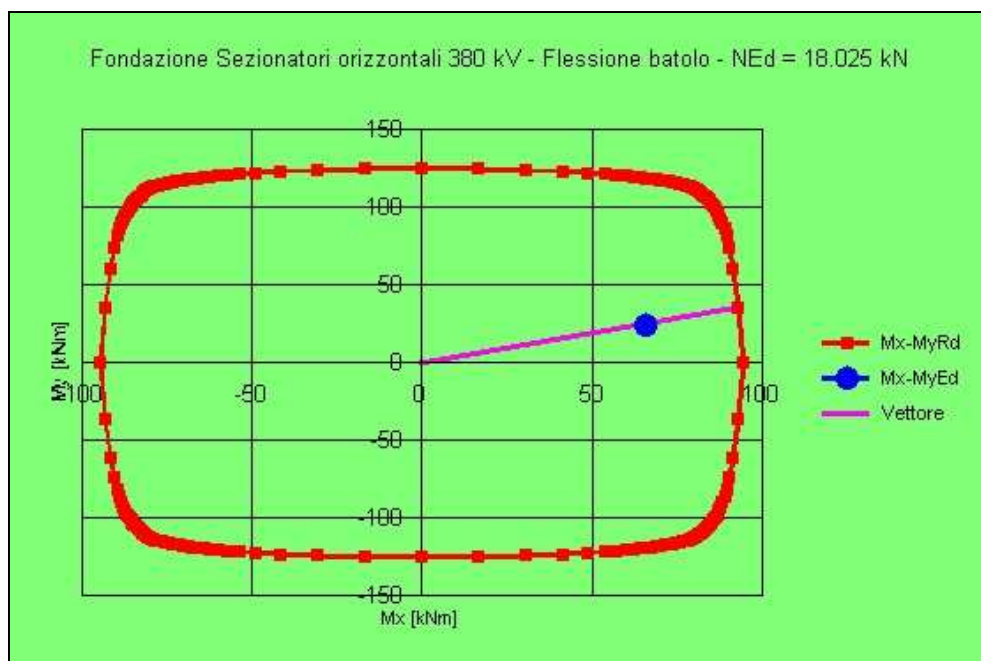
ε_c 3.5 ‰

ε_s 47.21 ‰

d 57.94 cm

x 3.999 x/d 0.06903

δ 0.7



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} 18.025 **0** kN
M_{xEd} 19.814 **0** kNm
M_{yEd} 82.597 **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
 $\sigma_{s,adm}$ 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 22.88 kN m
M_{yRd} 101.7 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 60.24 ‰
d 78.13 cm
x 4.29 **x/d** 0.05491
 δ 0.7

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

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

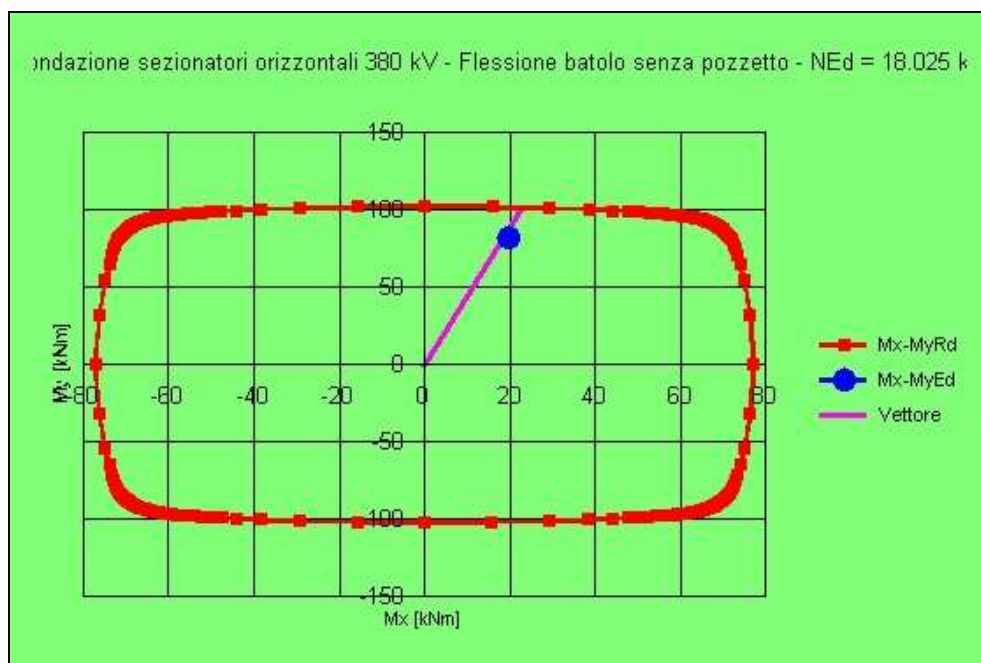
Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 272.81

☐ Precompresso



Massimo momento attorno ad un asse trasversale 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	75.5	30

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

N_{Ed} 18.025 **0** kN
M_{xEd} 66.047 **0** kNm
M_{yEd} 24.779 **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} 76.16 kN m
M_{yRd} 33.35 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 51.26 ‰
d 58.1 cm
x 3.714 **x/d** 0.06392
 δ 0.7

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

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

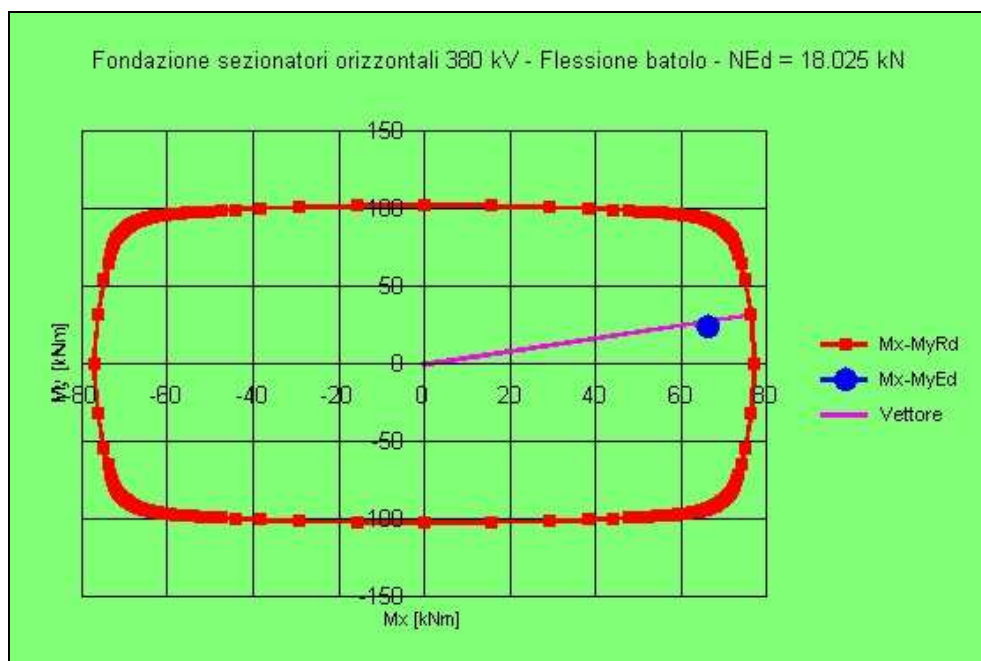
Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 358.12

☐ Precompresso



Le verifiche a presso-flessione deviata risultano soddisfatte.

8 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

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

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

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

Cedimenti

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

essendo:

s = cedimento della fondazione;

q = pressione media sul terreno;

B = dimensione laterale minore della fondazione;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

I_w = coefficiente di influenza che dipende dalla forma della fondazione e dalla sua rigidezza.

Nell'ipotesi di $E' = 2 \text{ MPa}$ (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 1,25$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 2,18$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 7,66 \text{ kPa}$, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 7,66 \cdot 2,50 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 1,25 = 0,0109 \text{ m} = 1,09 \text{ cm}$$

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 4,62, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{87,56}{2,50^2 \cdot 5,45} \cdot 4,62 = 0,0054$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 1,35$ cm

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{21,92}{5,45^2 \cdot 2,50} \cdot 4,62 = 0,0006$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,34$ cm

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 2,8 cm.

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

9 CONCLUSIONI

La fondazione TG12 risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel par. 2.4 e nell'Appendice 1 del presente rapporto, per i tipi di terreno con tensione di rottura indicati nel Par. 2.3.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Rapporto CESI A8035910 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotto 380 kV, Verifica strutturale della carpenteria di sostegno per sezionatore orizzontale*, rev. 00, dicembre 2008.
- [2] TERNA Stazioni elettriche A.T. 380 kV. Fondazione per Sezionatori orizzontali TG12, identificativo doc. Terna D C DS1000 U ST 00020, Rev. 02, aprile 2010.
- [3] TERNA Stazioni elettriche AT. *Tirante di fondazione per sostegno apparecchiature – S6100/30, disegno P001/D17*, Rev. 01, 2008
- [4] “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 14/01/2008.
- [5] UNI EN 1997-1, “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica”, febbraio 2005.
- [6] CEI 11-4 – 1998 “Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne”.
- [7] CEI 11-1 1999 “Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata”.
- [8] Rapporto CESI A8024476 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotti 150 kV – 220 kV – 380 kV. Descrizione dello svolgimento delle attività di verifica*, settembre 2008.
- [9] Documento TERNA: “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo” inviato via mail in data 11/04/2008.
- [10] CEI EN 50341-1 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 1: Prescrizioni generali – Specifiche comuni, Edizione VI, luglio 2005.
- [11] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Bozza di istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni, del 07/03/2008.

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo

Condizioni di utilizzo della fondazione

La fondazione è adeguata per:

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

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, peso di volume immerso non inferiore a 900 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 10° , in corrispondenza a coesione pari a $0,27$ daN/cm²
- livello di falda a quota del piano campagna (terreno saturo)
- calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40$ N/mm²
- classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1)
- acciaio delle armature B450C



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



Data:	15/04/2010
Progettista:	Fabrizio Gatti
Redatto:	Alessandro Cadore
Verificato:	Fabrizio Gatti
Approvato:	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	15/04/10	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 00023 (1/6)	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 380 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS1000 U ST 00021 rev. 00 CONSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS1000 U ST 00023 rev. 00	

CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONI PER APPARECCHIATURE UNIPOLARI (TA) TG71/1	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS1000 U ST 00023_1	---	A4	---	01/28

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

Cliente TERNA S.p.A. Roma

Oggetto STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO
ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI
Lotto 380 kV
Calcolo di verifica della fondazione TG71/1 per Trasformatori di corrente TA

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

Note Rev. 00 – Lettera di trasmissione B0011414
I rapporti A9036108 e A9036109 sostituiscono ed annullano i rapporti A8035914 e A8035919

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

N. pagine 27

N. pagine fuori testo 0

Data 15 aprile 2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro

A9036108 114933 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio

A9036108 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi

A9036108 777241 APP



Indice

1	SCOPO	4
2	CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE	4
2.1	Caratteristiche geometriche	4
2.2	Caratteristiche dei materiali.....	5
2.3	Capacità portante della fondazione	5
2.4	Caratteristiche del terreno	6
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	7
3.1	Individuazione delle azioni	7
3.2	Condizione di carico di linea.....	7
3.3	Montaggio	7
3.4	Condizione di carico da vento	7
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore.....	8
3.6	Condizione di carico sismica.....	8
3.6.1	La simulazione delle condizioni sismiche	8
3.6.2	Componenti orizzontali	9
3.6.3	Componente verticale.....	9
3.6.4	Combinazione delle componenti dell'azione sismica	10
3.6.5	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	10
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	10
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	10
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	10
4	TIPO DI VERIFICA.....	10
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	11
5.1	Stati limite ultimi.....	11
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	11
5.1.2	Combinazioni eccezionali	12
5.1.3	Combinazioni sismiche	12
5.2	Stati limite di esercizio	13
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	13
7	CALCOLI DI VERIFICA	13
7.1	Sollecitazioni massime sulla fondazione.....	14
7.2	Verifica al ribaltamento.....	16
7.3	Verifica della capacità portante.....	17
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	17
7.5	Verifica strutturale.....	18
7.5.1	Verifica flessionale della piastra di base	18
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	20
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	20
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	23
9	CONCLUSIONI	24
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	25

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo 26

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	15/04/2010	A9036108	Prima emissione

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione per Trasformatori di corrente TA della sezione 380 kV.

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

- TG 420;
- TG/E 420.

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

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

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

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

2 CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE

2.1 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per trasformatori di corrente TA 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 di un trasformatore di corrente TA.

La piastra ha dimensioni di 2,80 × 2,80 × 0,3 m; il batolo ha dimensioni 0,6 × 0,8 × 0,85 m, sporge dal terreno per 0,1 m, ed è provvisto di quattro tirafondi Ø 30 mm ([3]) 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 $\sigma_{rott} / R_i = 2.4 / R_i$ daN/cm².

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

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

Volume calcestruzzo [m ³]	Peso calcestruzzo armato (peso specifico di 2500 daN/m ³) [daN]	Ferri della piastra di base, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, armatura superiore	Ferri verticali batolo
2,760	6 900	11Ø14	11Ø14	9Ø10

2.2 Caratteristiche dei materiali

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

- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} = 332 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [4]);
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [4]);
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,1 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2 500 \text{ daN/m}^3$;
- Classe di consistenza S4 (UNI-EN 206-1);
- Condizioni ambientali Aggressive (tab. 4.1.III di [4]), per classi di esposizione ambientale XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1);
- Copriferro $c = 4 \text{ cm}$.

La resistenza a taglio V_{Rd} , per elementi ipotizzati senza armatura trasversale resistente a taglio, viene calcolata in base alla formulazione 4.1.14 del Par. 4.1.2.1.3.1 di [4].

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

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

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

2.3 Capacità portante della fondazione

La capacità portante della fondazione è stata valutata in modo parametrico considerando un terreno con peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/cm}^2$ e caratteristiche di angolo d'attrito ϕ' e coesione c' variabili, fino ad un minimo di $\phi' = 11^\circ$, in base alla formulazione contenuta nell'“Annex 4”, punto D.4 di [5]:

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

con:

c' = coesione drenata

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

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

γ' = peso immerso del terreno

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

ϕ' = angolo d'attrito drenato

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

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

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

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

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

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'

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

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

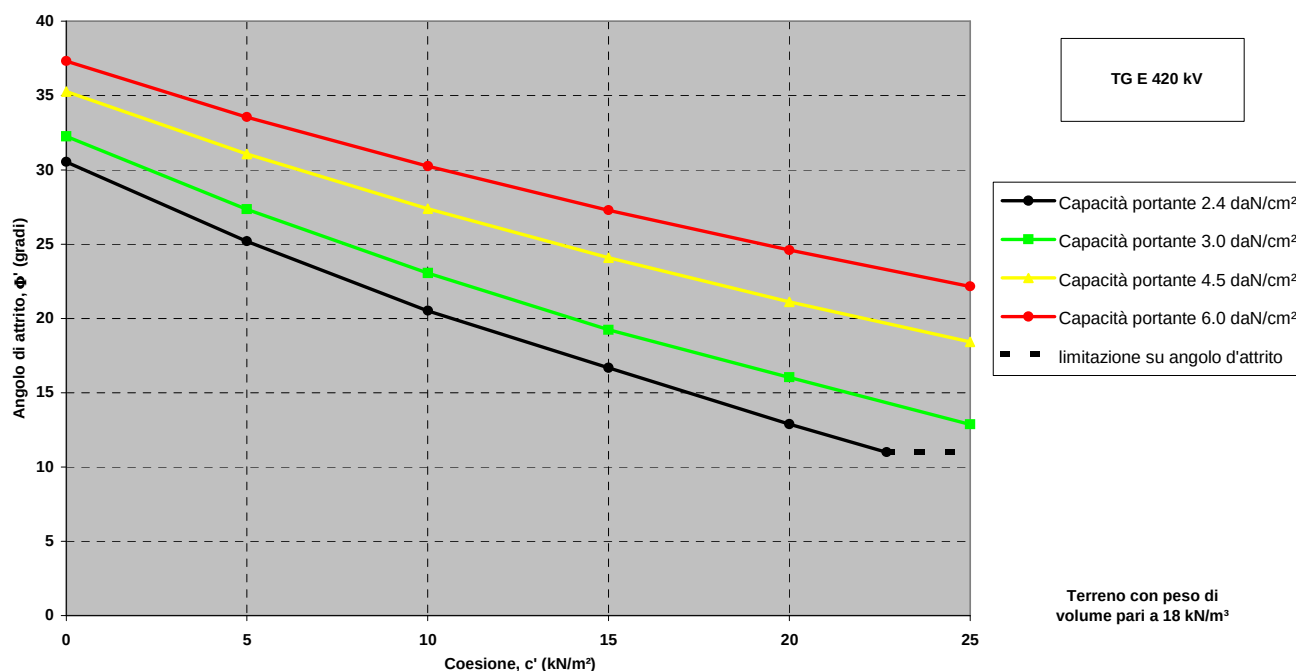
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

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 al trasformatore di corrente TG/E 420 ed alla combinazione di carico Sismica, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

La tensione di rottura minima del terreno per cui è verificata la fondazione è pari a $2,4 \text{ daN/cm}^2$. Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 11° , in corrispondenza ad una coesione pari a $0,23 \text{ daN/cm}^2$.

2.4 Caratteristiche del terreno

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

- Peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/m}^3$;
- Peso di volume immerso $\gamma' = 900 \text{ daN/m}^3$;
- Angolo di attrito $\Phi' = 11^\circ$;
- Coesione $c' = 0,23 \text{ daN/cm}^2$.

Il livello di falda è considerato al piano campagna.

3 DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

3.1 Individuazione delle azioni

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

- Tiro di linea a -20 °C (zona B) – Tiro semplice;
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B) – Tiro composto;
- Montaggio (vedi Par. 3.2.2 del rif. [7]);
- Vento;
- Perdita di carico per rottura di un conduttore;
- Sismica;
- Corto circuito.

I carichi sismici, quelli da corto circuito e quelli da perdita di carico sono definiti come eccezionali in [7], par. 3.2.

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente.

3.2 Condizione di carico di linea

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

- Tiro di linea a -20 °C (zona B), definito nel seguito “Tiro semplice”, il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [6];
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B), definito nel seguito “Tiro composto”, il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [6].

Tali valori, la cui entità è stata comunicata da Terna con apposito documento (Rif. [9]), sono riportati nella tabella che segue; per le verifiche dei sostegni e delle fondazioni di ogni apparecchiatura essi sono considerati applicati bilateralmente in direzione della linea.

Apparecchiatura	Tiro semplice [N]	Tiro composto [N]
Trasformatore di corrente TA	1 050	1 790

3.3 Montaggio

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

3.4 Condizione di carico da vento

In accordo con quanto riportato in [4] la valutazione dei carichi da vento, è stata fatta in base alle ipotesi e considerazioni di seguito riportate.

La pressione del vento agente sulla struttura è pari a:

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

con:

q_b = pressione cinetica di riferimento;

c_e = coefficiente di esposizione;

c_p = coefficiente di forma;

c_d = coefficiente dinamico.

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

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

- il coefficiente di esposizione c_e è stato valutato per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base all'altezza dello stesso (Rif. 3.3.7 di [4]), con riferimento alla categoria di esposizione III;
- il coefficiente c_p di forma viene considerato pari a 0,7; tale valore è stato verificato, per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base alla formulazione di c_p per corpi cilindrici riportata al paragrafo C3.3.10.6 di [11];
- il coefficiente c_d dinamico è stato assunto cautelativamente uguale ad 1 (vedi paragrafo 3.3.8 di [4]);
- il valore della pressione cinetica di riferimento q_b è stato valutato in base alla formulazione:

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

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

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

3.5 Perdita di carico per rottura di un conduttore

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

3.6 Condizione di carico sismica

L'illustrazione dettagliata dei criteri adottati per la identificazione della condizione di carico sismica è riportata in [8].

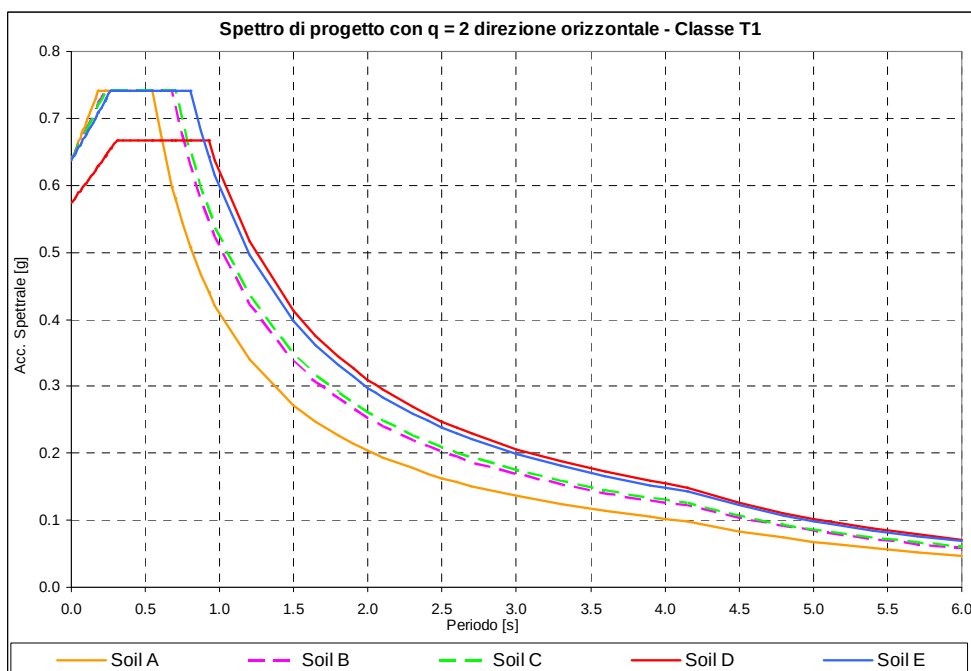
Di seguito sono illustrati gli spettri impiegati nella verifica.

3.6.1 La simulazione delle condizioni sismiche

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

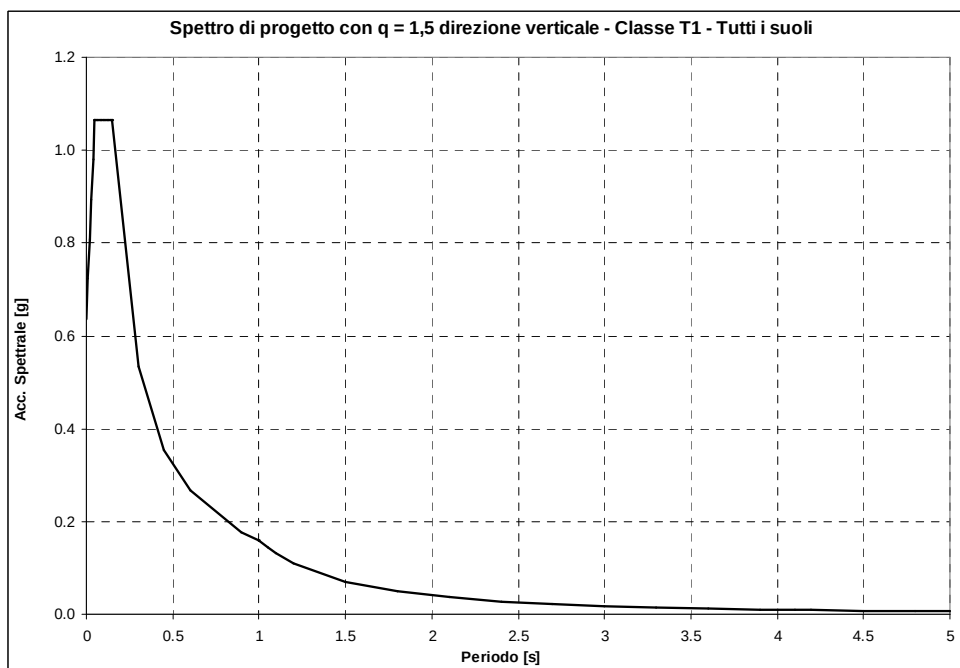
3.6.2 Componenti orizzontali

Il diagramma seguente riporta lo spettro di progetto relativo a tutti i suoli per le componenti orizzontali, con valore a_g pari a 6,247 g/10 e fattore di struttura pari a 2 (vedasi [4]).



3.6.3 Componente verticale

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



3.6.4 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni sismiche sono combinate secondo quanto previsto dalla tabella nel Cap.5, congruente con quanto riportato nel par. 7.3.5 di [4].

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

I collegamenti con le altre apparecchiature, per quanto concerne il trasformatore di corrente, 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 tratti dal rif. [9]. Il corto circuito non viene considerato contestualmente al sisma, anche se potrebbe essere causato da quest'ultimo. Trattasi, in questa interpretazione, di due eventi eccezionali la cui probabilità combinata di accadimento può essere considerata scarsa (vedasi [7], Par. 3.2).

In accordo a [9], si riconoscono sollecitazioni derivanti da tre tipi diversi di fenomeno, "pinch", "swing" e "drop", associati all'esplicarsi del corto circuito: tali fenomeni, dal punto di vista strutturale, si traducono in un aumento del tiro tra l'apparecchiatura in esame e quella ad essa adiacente. Tuttavia, essi hanno dinamiche molto diverse: dell'ordine delle decine di millisecondi per il pinch, delle centinaia di millisecondi per lo swing. Nella pratica, le rispettive sollecitazioni possono essere perciò considerate come temporalmente disaccoppiate. Inoltre, la rapidità dei fenomeni di pinch e swing consente, in linea di principio, ad entrambi i tipi di sollecitazioni di agire sull'insieme apparecchiatura + sostegno, mentre la fondazione non è praticamente interessata al pinch ma, semmai, solo allo swing.

I valori di corto circuito, per cui le apparecchiature più sollecitate sono state verificate, sono stati desunti dal documento di riferimento [9] e derivano da un calcolo eseguito per una corrente di corto circuito pari a 63 kA. I valori con le relative direzioni di applicazione sono i seguenti:

Apparecchiatura	Swing [N]	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
	X		Z	Y
Trasformatore di corrente TA	5 540	10 280	5 416	13 278

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

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

I collegamenti con le altre apparecchiature, per quanto concerne il trasformatore di corrente, 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. [4]), a partire dalle più gravose condizioni di carico derivanti dall'analisi delle carpenterie di sostegno ad esse afferenti.

5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

5.1 Stati limite ultimi

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [4]), sono elencate nei paragrafi che seguono.

5.1.1 Combinazione fondamentale

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni fondamentali:

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

con:

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

G_1 = carichi permanenti;

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

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

γ_P = coefficiente parziale per pretensione e precompressione;

P = pretensione e precompressione;

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

Q_{k1} = azione variabile dominante;

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

ψ_{0j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1, i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3) ed i coefficienti parziali delle azioni contemplati per i diversi carichi (Rif. [4] Par. 2.6.1) rispettivamente per gli:

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

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

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

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

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

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

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

5.1.2 Combinazioni eccezionali

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni eccezionali:

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

con:

G_1 = carichi permanenti;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

P = pretensione e precompressione;

A_d = azione eccezionale;

ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3).

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

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

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

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

Tipo combinazione	Peso proprio	Tiro semplice	Tiro composto	Montaggio	Vento X	Vento Y	Perdita di tiro semplice	Perdita di tiro composto	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Eccezionale Perdita Carico 1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Eccezionale Perdita Carico 2	1	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Eccezionale Corto Circuito	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

5.1.3 Combinazioni sismiche

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni sismiche:

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

con:

E = azione sismica;

G_1 = carichi permanenti;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

P = pretensione e precompressione;

ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3).

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

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente all'azione sismica; nel caso in esame P è nullo; il valore di ψ_{2j} , associato ai carichi da vento, è assumibile anch'esso come nullo (vedasi tab. 2.5.I in par. 2.5.3 di [4]).

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

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

5.2 Stati limite di esercizio

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite di esercizio della fondazione, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [4]), sono quelle relative alle combinazioni sismiche menzionate in precedenza.

6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La fondazione è stata verificata nei confronti dei seguenti fenomeni:

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

Le verifiche sono state effettuate considerando l'Approccio 1 con Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M2+R2) e l'Approccio 2 con (A1+M1+R3) (Rif. [4] Par. 6.2.3.1 e 6.4.2.1).

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

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

7 CALCOLI DI VERIFICA

Nel caso in esame le verifiche più penalizzanti per i fenomeni citati sono quelle relative al comportamento nei confronti della combinazione Sismica (ribaltamento attorno a X e Y, rispettivamente assi ortogonale e parallelo alla direzione di linea, e 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 sulla fondazione

Per la verifica della fondazione si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alla fondazione:

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

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

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

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_y [daN·m]	Taglio T_x [daN]	Momento flettente M_x [daN·m]	Taglio T_y [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Trasformatore di corrente TA	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	Sismica	7 602	1 547	2 280	464	-1 408
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	Sismica	2 280	464	7 602	1 547	-1 408
	Minima azione assiale	Sismica	2 280	464	2 280	464	-641

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_y [daN·m]	Taglio T_x [daN]	Momento flettente M_x [daN·m]	Taglio T_y [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Trasformatore di corrente TA	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A1-M1-R3	6 704	1 466	3 797	789	-2 258
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A1-M1-R3	4 172	939	6 329	1 316	-2 258
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	4 172	939	3 797	789	-2 258

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:

- $MX = M_x + T_y \cdot H$
- $MY = M_y + T_x \cdot H$

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

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

- $TX = T_x$
- $TY = T_y$
- $NZ = N_z + P$

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 quindi:

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Trasformatore di corrente TA	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	Sismica	9 203	1 547	2 814	464	-8 492
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	2 637	464	9 380	1 547	-8 492
	Minima azione assiale	Sismica	2 734	464	2 814	464	-3 822

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Trasformatore di corrente TA	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU A1-M1-R3	8 019	1 466	4 705	789	-13 642
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU A1-M1-R3	4 882	939	7 842	1 316	-13 642
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	4 882	939	4 705	789	-13 642

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]	11
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.192
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.23
Peso volume terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	900
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	1000
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	250
Peso specifico calcestruzzo, γ_{ds} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{ds} [daN/m ³]	1500
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX [cm]	280
Lato maggiore piastra, BY [cm]	280
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]	85
Altezza piastra, d [cm]	30
Spessore fondazione, sp [cm]	115
Spessore fondazione fuori terra, sp_n [cm]	10

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

7.2 Verifica al ribaltamento

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

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

Combinazione Sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	9,203	2,637	2,734
M stab X [daNm]	11,889	11,889	5,350
$\mu_{rib X} [-]$	1.29	4.51	1.96
$\mu_{rib X} > 1 ?$	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	2,814	9,380	2,814
M stab Y [daNm]	11,889	11,889	5,350
$\mu_{rib Y} [-]$	4.22	1.27	1.90
$\mu_{rib Y} > 1 ?$	SI	SI	SI

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

7.3 Verifica della capacità portante

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

Combinazione 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]	0.59	0.36	0.36
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.34	0.57	0.34
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.210	0.128	0.128
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.123	0.205	0.123
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	78,400		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.331	3.326	2.561
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	0.58	0.58	0.45
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	4.14	4.15	5.39
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	SI	SI	SI

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]	1.08	0.31	0.72
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.33	1.10	0.74
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY / BY [-]	0.387	0.111	0.256
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.118	0.394	0.263
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	78,400		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	8.482	8.870	6.485
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	0.92	0.96	0.32
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	2.67	2.50	7.59
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

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

7.4 Verifica a scorrimento sul piano di posa

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

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

Combinazione 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]	1,651	1,651	743
μ sic X [-]	3.56	1.07	1.60
mu sic X > 1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	1,651	1,651	743
μ sic Y [-]	1.07	3.56	1.60
mu sic Y > 1 ?	Sì	Sì	Sì

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

7.5 Verifica strutturale

Lo schema strutturale adottato per la verifica delle sporgenze della base della fondazione rispetto al batolo è quello di trave incastrata ad un'estremità, di luce pari alle dimensioni della sporgenza stessa, ovvero 1,00 m in direzione X ed 1,10 m in direzione Y, di spessore pari a quello della piastra di fondazione (0,30 m) e di larghezza pari alla piastra (2,80 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 75 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 0,96 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno: $q_t = 900 \times 10^{-6} \times 75 \times 280 = 18,90$ daN/cm;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times 30 \times 280 = 12,60$ daN/cm;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno: $q = 0,96 \times 280 = 268,80$ daN/cm.

Il momento flettente massimo è quindi:

in direzione X: $(268,80 - 18,90 - 12,60) / 100 \times 100,0^2 / 2 = 11\,865$ daN·m;

in direzione Y: $(268,80 - 18,90 - 12,60) / 100 \times 110,0^2 / 2 = 14\,357$ daN·m.

Si considera un'unica sezione con le seguenti caratteristiche, essendo la piastra di base simmetrica nelle due direzioni:

- Sezione: 280 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 11 Ø14
- Armatura inferiore: 11 Ø14

e la si verifica nei confronti del valore massimo di momento calcolato.

Titolo: Fondazione trasformatori TA 380 kV: Flessione sporgenza piastra di

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	2800	300

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1693	47
2	1693	253

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.[mm] xN 0 yN 0

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

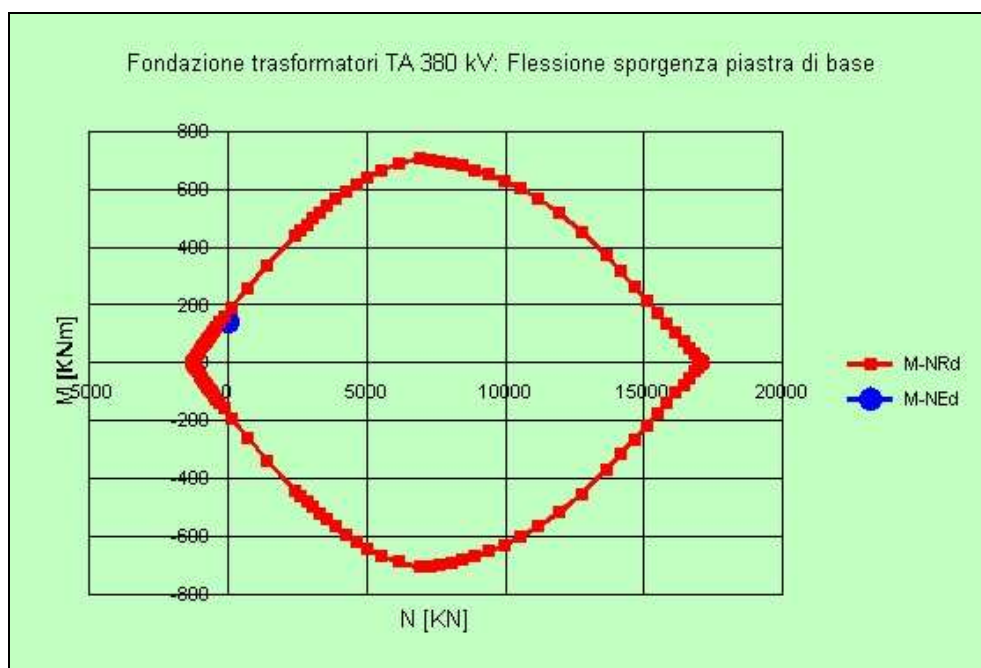
Tipologia flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 181.1 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 25.52 ‰
 d 253 mm
 x 30.51 x/d 0.1206
 δ 0.7

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ 0 mm **Col. modello**
☐ Precompresso



Essendo il momento sollecitante, M_{xSd} , inferiore al momento resistente, M_{xRd} , 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: $(268,80 - 18,90 - 12,60) \times 100,0 = 23\,730 \text{ daN}$;

in direzione Y: $(268,80 - 18,90 - 12,60) \times 110,0 = 26\,103 \text{ daN}$.

La sezione viene verificata nei confronti del valore massimo di taglio calcolato, essendo essa la stessa nelle due direzioni.

Applicando la formulazione 4.1.14 di [4] al caso in esame, limitatamente alla sola sezione normale ad un'asse della fondazione:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 40\,789 \text{ daN}$
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 26\,103 \text{ daN}$

Essendo $V_{Ed} < V_{Rd}$ 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 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 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 TA 380 kV - Flessione batolo asse parallelo

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} 19.035 **0** kN
M_{xEd} 18.861 **0** kNm
M_{yEd} 89.162 **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} 22.49 kN m
M_{yRd} 113 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 51.1 ‰
d 78.97 cm
x 5.062 **x/d** 0.06411
δ 0.7

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

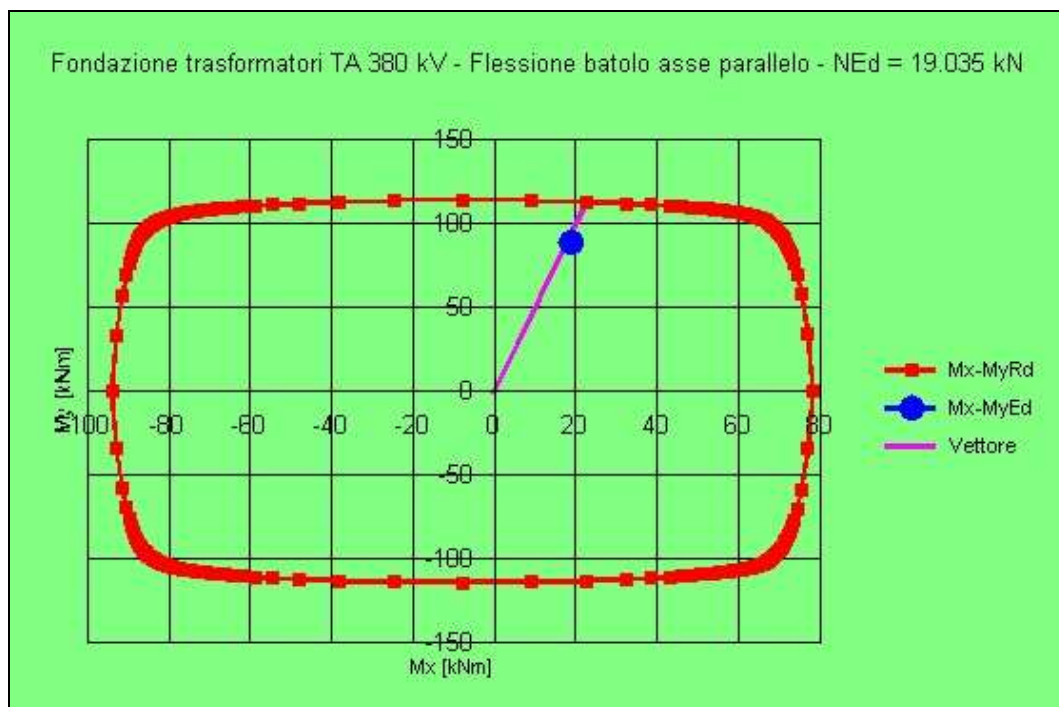
Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 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 TA 380 kV - Flessione batolo asse ortogor

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} 19.035 **0** kN
M_{xEd} 62.87 **0** kNm
M_{yEd} 26.748 **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_{c1} 2.114

M_{xRd} 76.97 kN m
M_{yRd} 35.58 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 48.8 ‰
d 58.1 cm
x 3.888 **x/d** 0.06692
 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

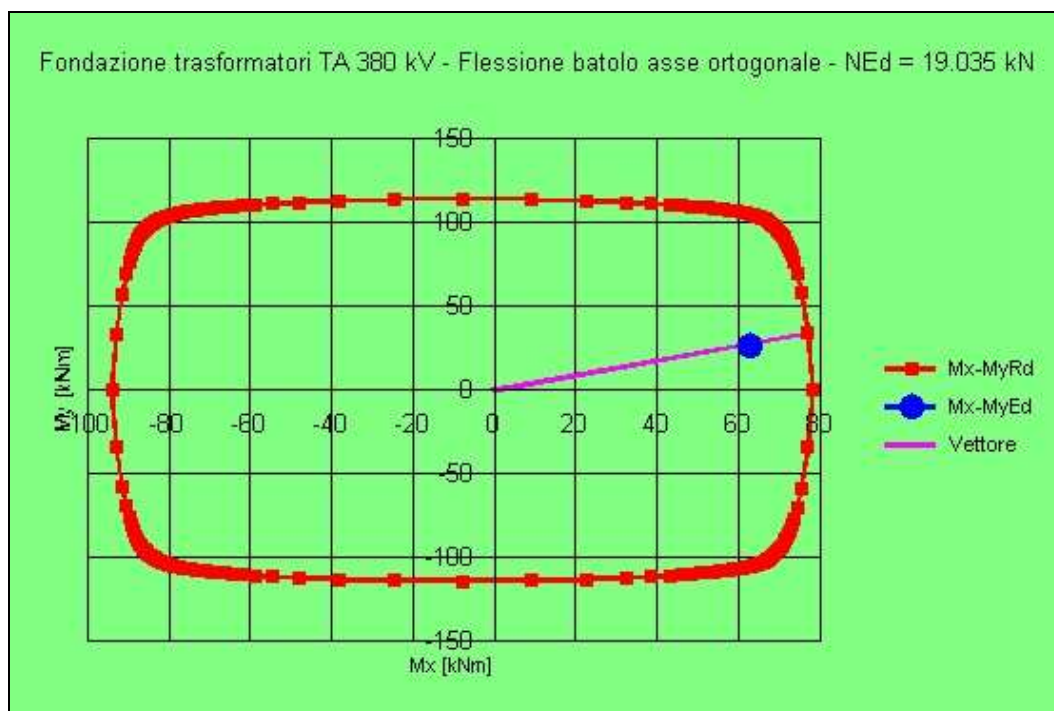
Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 358

☐ 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 $E' = 2$ MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 0,82$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1,0$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 10,83$ kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 10,83 \cdot 2,80 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 0,82 = 0,0113 \text{ m} = 1,13 \text{ cm}$$

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 4,17, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{93,80}{2,80^2 \cdot 2,80} \cdot 4,17 = 0,0081$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 2,27 \text{ cm}$

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{26,37}{2,80^2 \cdot 2,80} \cdot 4,17 = 0,0023$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,64 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 4,0 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 TG71/1 risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel par. 2.4 e nell'Appendice 1 del presente rapporto, per i tipi di terreno con tensione di rottura indicati nel Par. 2.3.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Rapporto CESI A8035365 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotto 380 kV, Verifica strutturale della carpenteria di sostegno per apparecchiature unipolari*, rev. 01, dicembre 2008
- [2] TERNA Stazioni elettriche A.T. 380 kV. Fondazione per Trasformatori di corrente TA TG71/1., identificativo doc. Terna D C DS1000 U ST 00023, Rev. 00, aprile 2010.
- [3] TERNA Stazioni elettriche AT. *Tirante di fondazione per sostegno apparecchiature – S6100/30, disegno P001/D17*, Rev. 01, 2008
- [4] “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 14/01/2008.
- [5] UNI EN 1997-1, “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica”, febbraio 2005.
- [6] CEI 11-4 – 1998 “Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne”.
- [7] CEI 11-1 1999 “Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata”.
- [8] Rapporto CESI A8024476 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotti 150 kV – 220 kV – 380 kV. Descrizione dello svolgimento delle attività di verifica*, settembre 2008.
- [9] Documento TERNA: “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo” inviato via mail in data 11/04/2008.
- [10] CEI EN 50341-1 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 1: Prescrizioni generali – Specifiche comuni, Edizione VI, luglio 2005.
- [11] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Bozza di istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni, del 07/03/2008.

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo

Condizioni di utilizzo della fondazione

La fondazione è adeguata per:

- vento generante una pressione inferiore o uguale a quella ricavabile con i seguenti parametri:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione III
 - $v_b = 48$ m/s
- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - categoria topografica T1
 - $a_g \leq 0,62$ g/10
 - $F_o = 2,33$
 - $T_C^* = 0,55$ s
 - accelerazione spettrale massima:
 - orizzontale $\leq 0,742$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - verticale $\leq 1,066$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
- momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore dell'elemento di interfaccia POS. 2) $\leq 4\,616$ 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, peso di volume immerso non inferiore a 900 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 11° , in corrispondenza a coesione pari a $0,23$ daN/cm²
- livello di falda a quota del piano campagna (terreno saturo)
- calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40$ N/mm²
- classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1)
- acciaio delle armature B450C



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



<i>Data:</i>	15/04/2010
<i>Progettista:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Redatto:</i>	Alessandro Cadore
<i>Verificato:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Approvato:</i>	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	15/04/10	Prima emissione	M. Amaretti	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 00023 (2/6)	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 380 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS1000 U ST 00021 rev. 00	
---	COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS1000 U ST 00023 rev. 00	
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONI PER APPARECCHIATURE UNIPOLARI (SEZIONATORE VERTICALE)	
---	TG71/2	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS1000 U ST 00023_2	---	A4	---	01/28

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

Cliente TERNA S.p.A. Roma

Oggetto STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO
ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI
Lotto 380 kV
Calcolo di verifica della fondazione TG71/2 per Sezionatori Verticali

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

Note Rev. 00 – Lettera di trasmissione B0011414
Il rapporto B0006404 sostituisce ed annulla il rapporto A8037489

PUBBLICATO B0006404 (PAD - 1328071)

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

N. pagine 27 **N. pagine fuori testo** 0

Data 15 aprile 2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro

B0006404 114933 ALT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio

B0006404 114963 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi

B0006404 777241 APP



Indice

1	SCOPO	4
2	CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE	4
2.1	Caratteristiche geometriche	4
2.2	Caratteristiche dei materiali.....	5
2.3	Capacità portante della fondazione	5
2.4	Caratteristiche del terreno	6
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	7
3.1	Individuazione delle azioni	7
3.2	Condizione di carico di linea.....	7
3.3	Montaggio	7
3.4	Condizione di carico da vento	7
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore.....	8
3.6	Condizione di carico sismica.....	8
3.6.1	La simulazione delle condizioni sismiche	8
3.6.2	Componenti orizzontali	8
3.6.3	Componente verticale.....	9
3.6.4	Combinazione delle componenti dell'azione sismica	9
3.6.5	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	10
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	10
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	10
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	10
4	TIPO DI VERIFICA.....	10
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	10
5.1	Stati limite ultimi.....	10
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	11
5.1.2	Combinazioni eccezionali	11
5.1.3	Combinazioni sismiche	12
5.2	Stati limite di esercizio	13
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	13
7	CALCOLI DI VERIFICA	13
7.1	Sollecitazioni massime sulla fondazione.....	13
7.2	Verifica al ribaltamento.....	16
7.3	Verifica della capacità portante.....	17
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	17
7.5	Verifica strutturale.....	18
7.5.1	Verifica flessionale della piastra di base	18
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	20
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	20
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	23
9	CONCLUSIONI	24
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	25

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo	26
---	-----------

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	15/04/2010	B0006404	Prima emissione

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione per Sezionatori verticali della sezione 380 kV.

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

- Sezionatore verticale Areva 420 kV.

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

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

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

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

2 CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE

2.1 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per 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 di un sezionatore verticale.

La piastra ha dimensioni di 2,70 × 2,70 × 0,3 m; il batolo ha dimensioni 0,6 × 0,8 × 0,50 m, sporge dal terreno per 0,1 m, ed è provvisto di quattro tirafondi Ø 30 mm ([3]) 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 $\sigma_{rott} / R_i = 2,4 / R_i$ daN/cm².

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

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

Volume calcestruzzo [m ³]	Peso calcestruzzo armato (peso specifico di 2500 daN/m ³) [daN]	Ferri della piastra di base, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, armatura superiore	Ferri verticali batolo
2,427	6 068	10Ø12	10Ø12	9Ø10

2.2 Caratteristiche dei materiali

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

- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} = 332 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [4]);
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [4]);
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,1 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- 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 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 [4]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

2.3 Capacità portante della fondazione

La capacità portante della fondazione è stata valutata in modo parametrico considerando un terreno con peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/cm}^2$ e caratteristiche di angolo d'attrito ϕ' e coesione c' variabili, fino ad un minimo di $\phi' = 12^\circ$, in base alla formulazione contenuta nell'“Annex 4”, punto D.4 di [5]:

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

con:

c' = coesione drenata

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

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

γ' = peso immerso del terreno

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

ϕ' = angolo d'attrito drenato

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

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

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

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

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

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'

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

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

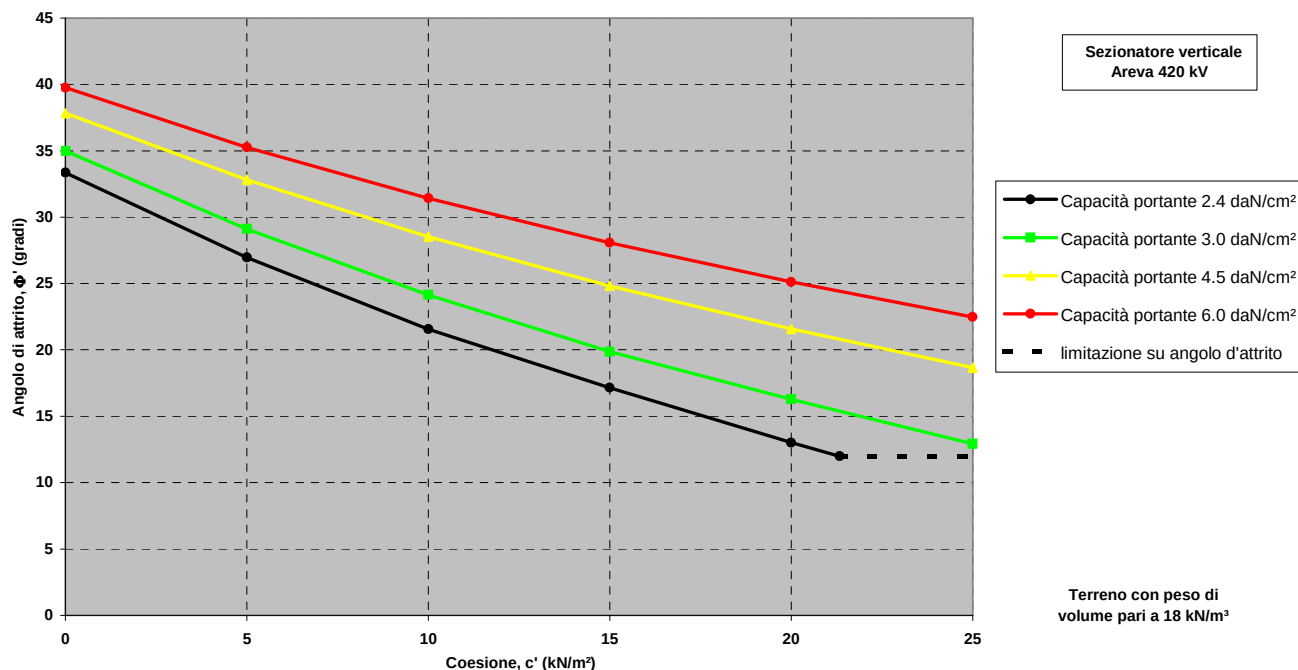
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

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).

La tensione di rottura minima del terreno per cui è verificata la fondazione è pari a 2,4 daN/cm². Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 12°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,21 daN/cm².

2.4 Caratteristiche del terreno

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

- Peso di volume $\gamma_t = 1800$ daN/m³;
- Peso di volume immerso $\gamma' = 900$ daN/m³;
- Angolo di attrito $\Phi' = 12^\circ$;
- Coesione $c' = 0,21$ daN/cm².

Il livello di falda è considerato al piano campagna.

3 DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

3.1 Individuazione delle azioni

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

- Tiro di linea a -20 °C (zona B) – Tiro semplice;
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B) – Tiro composto;
- Montaggio (vedi Par. 3.2.2 del rif. [7]);
- Vento;
- Perdita di carico per rottura di un conduttore;
- Sismica;
- Corto circuito.

I carichi sismici, quelli da corto circuito e quelli da perdita di carico sono definiti come eccezionali in [7], par. 3.2.

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente.

3.2 Condizione di carico di linea

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

- Tiro di linea a -20 °C (zona B), definito nel seguito “Tiro semplice”, il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [6];
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B), definito nel seguito “Tiro composto”, il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [6].

Tali valori, la cui entità è stata comunicata da Terna con apposito documento (Rif. [9]), sono riportati nella tabella che segue; per le verifiche dei sostegni e delle fondazioni di ogni apparecchiatura essi sono considerati applicati bilateralmente in direzione della linea.

Apparecchiatura	Tiro semplice [N]	Tiro composto [N]
Sezionatore verticale 420 kV	1 050	1 790

3.3 Montaggio

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

3.4 Condizione di carico da vento

In accordo con quanto riportato in [4] la valutazione dei carichi da vento, è stata fatta in base alle ipotesi e considerazioni di seguito riportate.

La pressione del vento agente sulla struttura è pari a:

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

con:

q_b = pressione cinetica di riferimento;

c_e = coefficiente di esposizione;

c_p = coefficiente di forma;

c_d = coefficiente dinamico.

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

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

- il coefficiente di esposizione c_e è stato valutato per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base all'altezza dello stesso (Rif. 3.3.7 di [4]), con riferimento alla categoria di esposizione III;
- il coefficiente c_p di forma viene considerato pari a 0,7; tale valore è stato verificato, per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base alla formulazione di c_p per corpi cilindrici riportata al paragrafo C3.3.10.6 di [11];
- il coefficiente c_d dinamico è stato assunto cautelativamente uguale ad 1 (vedi paragrafo 3.3.8 di [4]);
- il valore della pressione cinetica di riferimento q_b è stato valutato in base alla formulazione:

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

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

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

3.5 Perdita di carico per rottura di un conduttore

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

3.6 Condizione di carico sismica

L'illustrazione dettagliata dei criteri adottati per la identificazione della condizione di carico sismica è riportata in [8].

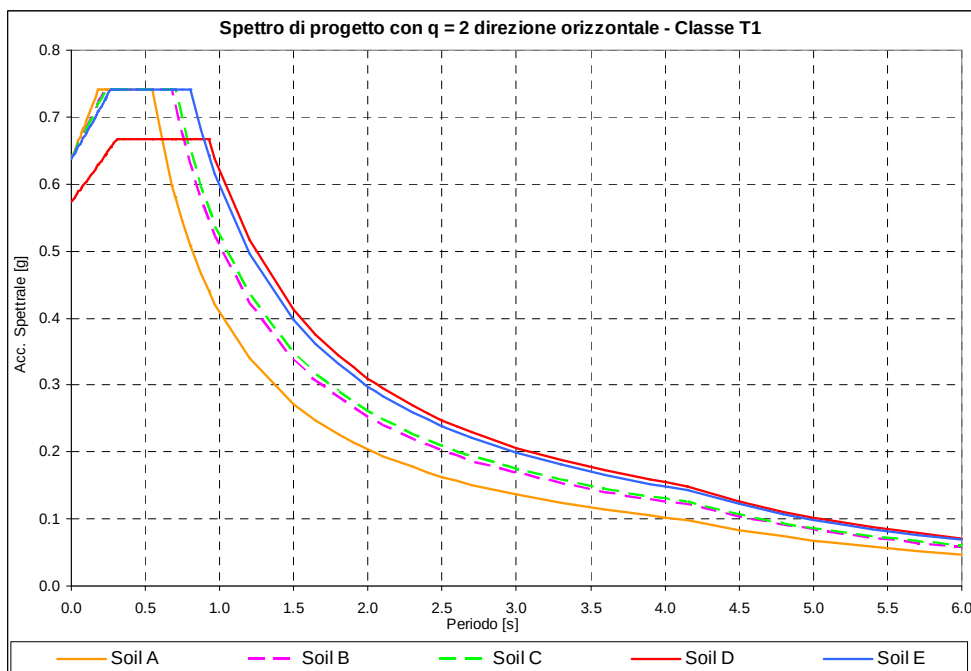
Di seguito sono illustrati gli spettri impiegati nella verifica.

3.6.1 La simulazione delle condizioni sismiche

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

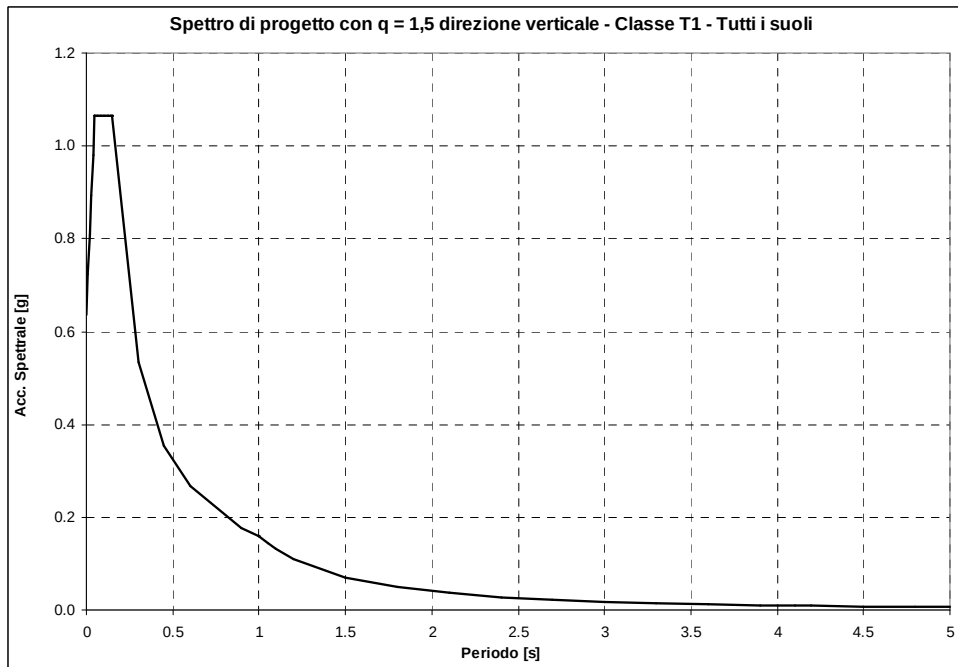
3.6.2 Componenti orizzontali

Il diagramma seguente riporta lo spettro di progetto relativo a tutti i suoli per le componenti orizzontali, con valore a_g pari a 6,247 g/10 e fattore di struttura pari a 2 (vedasi [4]).



3.6.3 Componente verticale

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



3.6.4 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni sismiche sono combinate secondo quanto previsto dalla tabella nel Cap.5, congruente con quanto riportato nel par. 7.3.5 di [4].

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

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

3.7 Condizione di carico da corto circuito

3.7.1 Definizione del carico da corto circuito

I carichi da corto circuito sono tratti dal rif. [9]. Il corto circuito non viene considerato contestualmente al sisma, anche se potrebbe essere causato da quest'ultimo. Trattasi, in questa interpretazione, di due eventi eccezionali la cui probabilità combinata di accadimento può essere considerata scarsa (vedasi [7], Par. 3.2).

In accordo a [9], si riconoscono sollecitazioni derivanti da tre tipi diversi di fenomeno, "pinch", "swing" e "drop", associati all'esplicarsi del corto circuito: tali fenomeni, dal punto di vista strutturale, si traducono in un aumento del tiro tra l'apparecchiatura in esame e quella ad essa adiacente. Tuttavia, essi hanno dinamiche molto diverse: dell'ordine delle decine di millisecondi per il pinch, delle centinaia di millisecondi per lo swing. Nella pratica, le rispettive sollecitazioni possono essere perciò considerate come temporalmente disaccoppiate. Inoltre, la rapidità dei fenomeni di pinch e swing consente, in linea di principio, ad entrambi i tipi di sollecitazioni di agire sull'insieme apparecchiatura + sostegno, mentre la fondazione non è praticamente interessata al pinch ma, semmai, solo allo swing.

I valori di corto circuito, per cui le apparecchiature più sollecitate sono state verificate, sono stati desunti dal documento di riferimento [9] e derivano da un calcolo eseguito per una corrente di corto circuito pari a 63 kA. I valori con le relative direzioni di applicazione sono i seguenti:

Apparecchiatura	Swing [N] X	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
			Z	Y
Sezionatore verticale 420 kV	5 570	10 280	5 416	13 278

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

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

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

4 TIPO DI VERIFICA

Le attività di verifica delle fondazioni, vengono condotte sulla base dei criteri degli **stati limite ultimi** e degli **stati limite di esercizio** (Rif. [4]), a partire dalle più gravose condizioni di carico derivanti dall'analisi delle carpenterie di sostegno ad esse afferenti.

5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

5.1 Stati limite ultimi

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [4]), sono elencate nei paragrafi che seguono.

5.1.1 Combinazione fondamentale

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni fondamentali:

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

con:

- γ_{G1} = coefficiente parziale per i carichi permanenti;
- G_1 = carichi permanenti;
- γ_{G2} = coefficiente parziale per i carichi permanenti non strutturali;
- G_2 = carichi permanenti non strutturali;
- γ_P = coefficiente parziale per pretensione e precompressione;
- P = pretensione e precompressione;
- γ_{Q1} = coefficiente parziale per l'azione variabile dominante;
- Q_{k1} = azione variabile dominante;
- γ_{Qj} = coefficienti parziali per le azioni variabili;
- ψ_{0j} = coefficienti di combinazione;
- Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1, i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3) ed i coefficienti parziali delle azioni contemplati per i diversi carichi (Rif. [4] Par. 2.6.1) rispettivamente per gli:

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

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

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

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

Tipo combinazione	Peso proprio	Tiro semplice	Tiro composto	Montaggio	Vento X	Vento Y	Perdita di tiro semplice	Perdita di tiro composto	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Fondamentale SLU 1	(*)	1.5	0	1.5	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU 2	(*)	0	1.5	1.5	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU 3	(*)	1.5	0	1.5	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU 4	(*)	0	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU 5	(*)	1.5	0	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU 6	(*)	0	1.5	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0

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

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

5.1.2 Combinazioni eccezionali

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni eccezionali:

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

con:

- G_1 = carichi permanenti;
- G_2 = carichi permanenti non strutturali;
- P = pretensione e precompressione;

A_d = azione eccezionale;

ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3).

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

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

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

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

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

5.1.3 Combinazioni sismiche

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni sismiche:

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

con:

E = azione sismica;

G_1 = carichi permanenti;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

P = pretensione e precompressione;

ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3).

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

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente all'azione sismica; nel caso in esame P è nullo; il valore di ψ_{2j} , associato ai carichi da vento, è assumibile anch'esso come nullo (vedasi tab. 2.5.I in par. 2.5.3 di [4]).

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

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

5.2 Stati limite di esercizio

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite di esercizio della fondazione, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [4]), sono quelle relative alle combinazioni sismiche menzionate in precedenza.

6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La fondazione è stata verificata nei confronti dei seguenti fenomeni:

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

Le verifiche sono state effettuate considerando l'Approccio 1 con Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M2+R2) e l'Approccio 2 con (A1+M1+R3) (Rif. [4] Par. 6.2.3.1 e 6.4.2.1).

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

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

7 CALCOLI DI VERIFICA

Nel caso in esame le verifiche più penalizzanti per i fenomeni citati sono quelle relative al comportamento nei confronti della combinazione Sismica (ribaltamento attorno a X, asse ortogonale alla direzione di linea, ribaltamento attorno a Y, asse parallelo alla direzione di linea, 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 esposte 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 sulla fondazione

Per la verifica della fondazione si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alla fondazione:

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

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

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

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

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_y [daN·m]	Taglio T_x [daN]	Momento flettente M_x [daN·m]	Taglio T_y [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Sezionatore verticale	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	Sismica	5 204	1 103	1 561	331	-1 006
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	Sismica	1 561	331	5 204	1 103	-1 006
	Minima azione assiale	Sismica	1 561	331	1 561	331	-462

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_y [daN·m]	Taglio T_x [daN]	Momento flettente M_x [daN·m]	Taglio T_y [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Sezionatore verticale	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A1-M1-R3	4 332	1 083	2 329	560	-1 611
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A1-M1-R3	2 779	710	3 882	933	-1 611
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	2 779	710	2 329	560	-1 611

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:

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

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

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

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

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

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

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Sezionatore verticale	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	Sismica	5 992	1 103	1 826	331	-5 783
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	1 731	331	6 087	1 103	-5 783
	Minima azione assiale	Sismica	1 784	331	1 826	331	-2 607

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Sezionatore verticale	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU A1-M1-R3	5 001	1 083	2 777	560	-9 287
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU A1-M1-R3	3 149	710	4 629	933	-9 287
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	3 149	710	2 777	560	-9 287

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]	12
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.209
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.21
Peso volume terreno, γ_t [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	900
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	1000
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	250
Peso specifico calcestruzzo, γ_{cs} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{cs} [daN/m ³]	1500
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX [cm]	270
Lato maggiore piastra, BY [cm]	270
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 per la combinazione di carico più penalizzante.

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

Combinazione Sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	5,992	1,731	1,784
M stab X [daNm]	7,807	7,807	3,519
$\mu_{rib X}$ [-]	1.30	4.51	1.97
$\mu_{rib X} > 1$?	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	1,826	6,087	1,826
M stab Y [daNm]	7,807	7,807	3,519
$\mu_{rib Y}$ [-]	4.28	1.28	1.93
$\mu_{rib Y} > 1$?	SI	SI	SI

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

7.3 Verifica della capacità portante

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

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

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.54	0.34	0.34
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.30	0.50	0.30
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.199	0.126	0.126
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.111	0.185	0.111
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	72,900		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.090	3.080	2.453
Tensione terreno, σ_t [daN/cm²]	0.39	0.39	0.31
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	6.10	6.12	7.68
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	SI	SI	SI

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]	1.04	0.30	0.68
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.32	1.05	0.70
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY / BY [-]	0.384	0.111	0.253
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.117	0.390	0.259
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	72,900		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	8.189	8.508	6.330
Tensione terreno, σ_t [daN/cm²]	0.65	0.67	0.23
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	3.69	3.56	10.60
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

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

7.4 Verifica a scorrimento sul piano di posa

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

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

Combinazione 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]	1,229	1,229	554
μ sic X [-]	3.71	1.11	1.67
mu sic X > 1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	1,229	1,229	554
μ sic Y [-]	1.11	3.71	1.67
mu sic Y > 1 ?	Sì	Sì	Sì

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

7.5 Verifica strutturale

Lo schema strutturale adottato per la verifica delle sporgenze della base della fondazione rispetto al batolo è quello di trave incastrata ad un'estremità, di luce pari alle dimensioni della sporgenza stessa, ovvero 0,95 m in direzione X e 1,05 m in direzione Y, di spessore pari a quello della piastra di fondazione (0,30 m) e di larghezza pari alla piastra (2,70 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;
- 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 0,67 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno: $q_t = 900 \times 10^{-6} \times 40 \times 270 = 9,72$ daN/cm;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times 30 \times 270 = 12,15$ daN/cm;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno: $q = 0,67 \times 270 = 180,90$ daN/cm.

Il momento flettente massimo è quindi:

in direzione X: $(180,90 - 9,72 - 12,15) / 100 \times 95,0^2 / 2 = 7\,176$ daN·m;

in direzione Y: $(180,90 - 9,72 - 12,15) / 100 \times 105,0^2 / 2 = 8\,767$ daN·m.

Si considera un'unica sezione con le seguenti caratteristiche, essendo la piastra di base simmetrica nelle due direzioni:

- Sezione: 270 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 10 Ø12
- Armatura inferiore: 10 Ø12

e la si verifica nei confronti del valore massimo di momento calcolato.

Titolo : Fondazione sezionatori verticali 380 kV: Flessione sporgenza piastr

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	2700	300

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1131	46
2	1131	254

Sollecitazioni
S.L.U. 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

Materiali
B450C C32/40
s_{su} ‰ s_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² s_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
s_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d mm
x mm x/d
δ

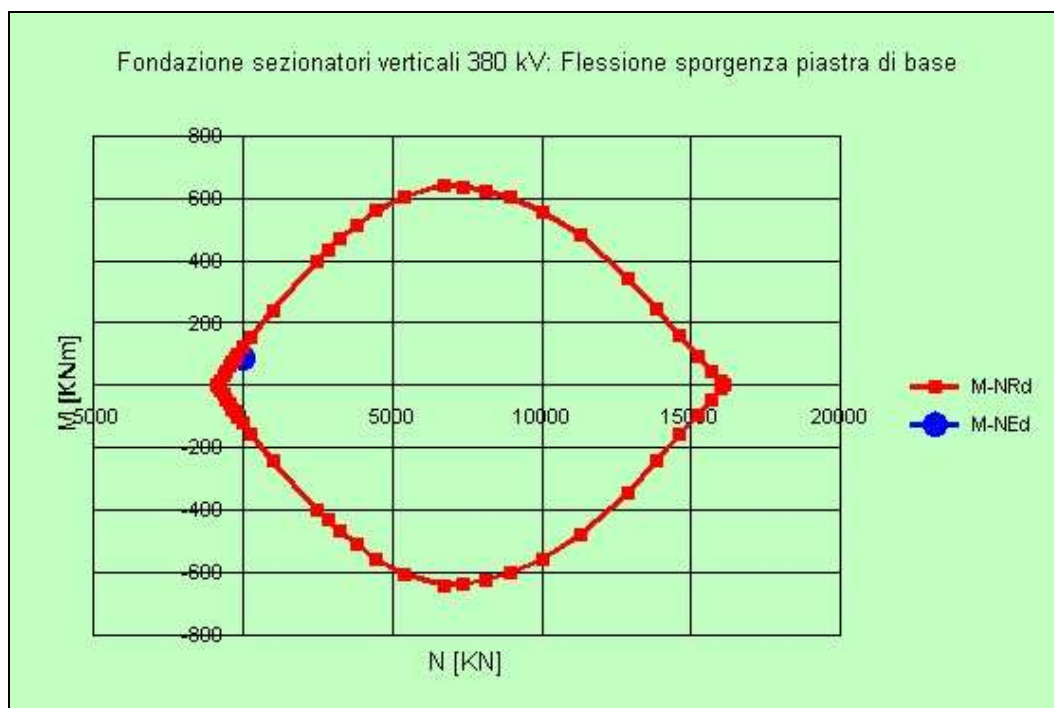
Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sezione C...
File

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ mm Col. modello
☐ Precompresso



Essendo il momento sollecitante, M_{xSd}, inferiore al momento resistente, M_{xRd}, 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: $(180,90 - 9,72 - 12,15) \times 95,0 = 15\,108 \text{ daN}$;

in direzione Y: $(180,90 - 9,72 - 12,15) \times 105,0 = 16\,698 \text{ daN}$.

La sezione viene verificata nei confronti del valore massimo di taglio calcolato, essendo essa la stessa nelle due direzioni.

Applicando la formulazione 4.1.14 di [4] al caso in esame, limitatamente alla sola sezione normale ad un'asse della fondazione:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 34\,806 \text{ daN}$
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 16\,698 \text{ daN}$

Essendo $V_{Ed} < V_{Rd}$ 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 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 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 sezionatori verticali 380 kV - Flessione batolo

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} 12.976 **0** kN
M_{xEd} 13.957 **0** kNm
M_{yEd} 57.557 **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} 24.01 kN m
M_{yRd} 110.6 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 50.35 ‰
d 79.19 cm
x 5.147 **x/d** 0.06499
 δ 0.7

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

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

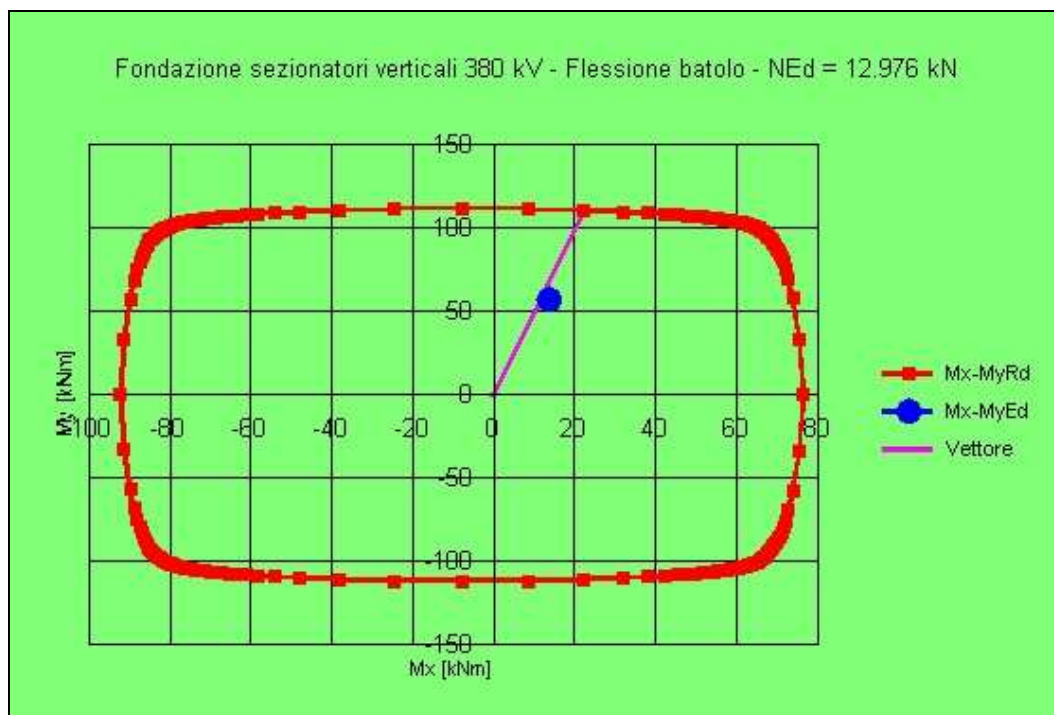
Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 274

☐ Precompresso



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea

Titolo : Fondazione sezionatori verticali 380 kV - Flessione batolo

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} 12.976 **0** kN
M_{xEd} 46.523 **0** kNm
M_{yEd} 17.267 **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 σ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 σ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

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

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

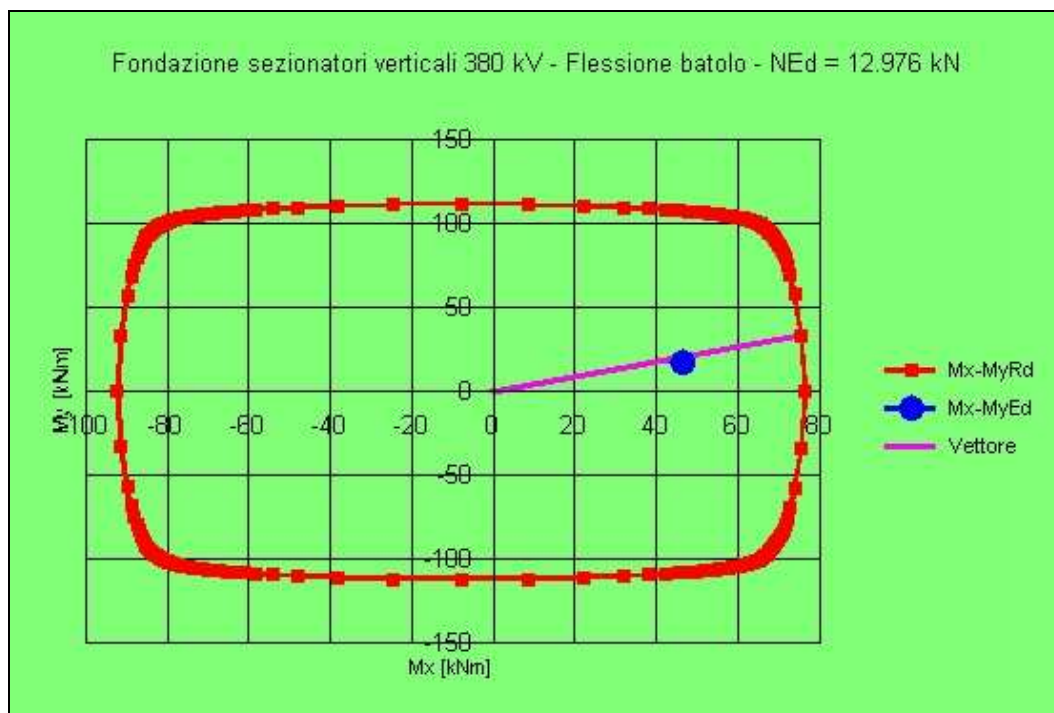
N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 274

☐ Precompresso

M_{xRd} 24.01 kN m
M_{yRd} 110.6 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 50.35 ‰
d 79.19 cm
x 5.147 **x/d** 0.06499
 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).

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 $E' = 2$ MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 0,82$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1,0$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 7,93$ kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 7,93 \cdot 2,70 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 0,82 = 0,0079 \text{ m} = 0,79 \text{ cm}$$

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 4,17, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{60,87}{2,70^2 \cdot 2,70} \cdot 4,17 = 0,0059$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 1,58$ cm

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{17,31}{2,70^2 \cdot 2,70} \cdot 4,17 = 0,0017$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,45$ cm

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 2,8 cm.

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

9 CONCLUSIONI

La fondazione TG71/2 risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel par. 2.4 e nell'Appendice 1 del presente rapporto, per i tipi di terreno con tensione di rottura indicati nel Par. 2.3.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Rapporto CESI A8035365 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotto 380 kV, Verifica strutturale della carpenteria di sostegno per apparecchiature unipolari*, rev. 01, dicembre 2008
- [2] TERNA Stazioni elettriche A.T. 380 kV. Fondazione per Sezionatori verticali TG71/2, identificativo doc. Terna D C DS1000 U ST 00023, Rev. 00, aprile 2010.
- [3] TERNA Stazioni elettriche AT. *Tirante di fondazione per sostegno apparecchiature – S6100/30, disegno P001/D17*, Rev. 01, 2008
- [4] “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 14/01/2008.
- [5] UNI EN 1997-1, “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica”, febbraio 2005.
- [6] CEI 11-4 – 1998 “Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne”.
- [7] CEI 11-1 1999 “Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata”.
- [8] Rapporto CESI A8024476 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotti 150 kV – 220 kV – 380 kV. Descrizione dello svolgimento delle attività di verifica*, settembre 2008.
- [9] Documento TERNA: “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo” inviato via mail in data 11/04/2008.
- [10] CEI EN 50341-1 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 1: Prescrizioni generali – Specifiche comuni, Edizione VI, luglio 2005.
- [11] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Bozza di istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni, del 07/03/2008.

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo

Condizioni di utilizzo della fondazione

La fondazione è adeguata per:

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

Sezionatore verticale: $\leq 2\,459$ 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, peso di volume immerso non inferiore a 900 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 12° , in corrispondenza a coesione pari a $0,21$ daN/cm²
- livello di falda a quota del piano campagna (terreno saturo)
- calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40$ N/mm²
- classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1)
- acciaio delle armature B450C



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



Data:	15/04/2010
Progettista:	Fabrizio Gatti
Redatto:	Alessandro Cadore
Verificato:	Fabrizio Gatti
Approvato:	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	15/04/10	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 00023 (3/6)	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 380 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS1000 U ST 00021 rev. 00	
---	CONSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS1000 U ST 00023 rev. 00	
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONI PER APPARECCHIATURE UNIPOLARI (TV — PORTALE SBARRE CON	
---	LAME DI TERRA) TG71/3	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS1000 U ST 00023_3	---	A4	---	01/31

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

Cliente TERNA S.p.A. Roma

Oggetto STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO
ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI
Lotto 380 kV
Calcolo di verifica della fondazione TG71/3 per Trasformatori di tensione TV e Portali sbarre con lame di terra

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

Note Rev. 00 – Lettera di trasmissione B0011414
I rapporti A9036108 e A9036109 sostituiscono ed annullano i rapporti A8035914 e A8035919

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

N. pagine 30

N. pagine fuori testo 0

Data 15 aprile 2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro
A9036109 114933 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio
A9036109 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi
A9036109 777241 APP



Indice

1	SCOPO	4
2	CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE	4
2.1	Caratteristiche geometriche	4
2.2	Caratteristiche dei materiali	5
2.3	Capacità portante della fondazione	5
2.4	Caratteristiche del terreno	7
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	8
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore	8
3.6	Condizione di carico sismica	8
3.6.1	La simulazione delle condizioni sismiche	8
3.6.2	Componenti orizzontali	9
3.6.3	Componente verticale	9
3.6.4	Combinazione delle componenti dell'azione sismica	10
3.6.5	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	10
3.7	Condizione di carico da corto circuito	10
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	10
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	11
4	TIPO DI VERIFICA	11
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	11
5.1	Stati limite ultimi	11
5.1.1	Combinazione fondamentale	11
5.1.2	Combinazioni eccezionali	12
5.1.3	Combinazioni sismiche	13
5.2	Stati limite di esercizio	14
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	14
7	CALCOLI DI VERIFICA	14
7.1	Sollecitazioni massime sulla fondazione	15
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	23
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	23
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	26
9	CONCLUSIONI	27
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	28

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo 29

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	15/04/2010	A9036109	Prima emissione

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione per Trasformatori di tensione TV e Portali sbarre con lame di terra della sezione 380 kV.

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

Trasformatori di tensione TV:

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

Portali sbarre con lame di terra:

- Portale sbarre con lame di terra 380 kV.

La verifica strutturale è condotta per i massimi carichi relativi alle carpenterie di supporto di tali apparecchiature, vedasi rif. [1] e [2].

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

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

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

2 CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE

2.1 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per trasformatori di tensione e portali sbarre con lame di terra è illustrata nel disegno di riferimento [3]. Trattasi di una piastra di base a contatto con il terreno sulla quale è impostato un batolo, che costituisce il plinto di appoggio di un trasformatore di tensione TV o di un piedritto del portale sbarre con lame di terra.

La piastra ha dimensioni di 3,30 × 3,30 × 0,3 m; il batolo ha dimensioni 0,6 × 0,8 × 0,50 m, sporge dal terreno per 0,1 m, ed è provvisto di quattro tirafondi Ø 30 mm ([4]) disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm, per l'installazione delle apparecchiature. Il batolo è posizionato sulla mezzzeria della piastra.

Le dimensioni della piastra di fondazione rimangono le stesse per tutti i livelli di tensione di rottura del terreno considerati in quanto le verifiche effettuate (rif. Par. 7.3) evidenziano come, nella condizione di combinazione di carico e di parametri M_i ed R_i più gravosa considerata, il valore di tensione massima scaricata sul terreno si mantenga entro il valore di $\sigma_{rott} / R_i = 2,4 / R_i$ daN/cm².

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

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

Volume calcestruzzo [m ³]	Peso calcestruzzo armato (peso specifico di 2500 daN/m ³) [daN]	Ferri della piastra di base, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, armatura superiore	Ferri verticali batolo
3,507	8 768	12Ø14	12Ø14	9Ø12

2.2 Caratteristiche dei materiali

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

- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} = 332 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [5]);
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [5]);
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,1 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2 500 \text{ daN/m}^3$;
- Classe di consistenza S4 (UNI-EN 206-1);
- Condizioni ambientali Aggressive (tab. 4.1.III di [5]), 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 [5].

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

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

- Tensione di snervamento $f_{yk} = 4 500 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio $\gamma_s = 1,15$ (Par. 4.1.2.1.1.3 di [5]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3 913 \text{ daN/cm}^2$.

2.3 Capacità portante della fondazione

La capacità portante della fondazione è stata valutata in modo parametrico considerando un terreno con peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/cm}^2$ e caratteristiche di angolo d'attrito ϕ' e coesione c' variabili, fino ad un minimo di $\phi' = 16^\circ$, in base alla formulazione contenuta nell'“Annex 4”, punto D.4 di [6]:

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

con:

c' = coesione drenata

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

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

γ' = peso immerso del terreno

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

B' = larghezza efficace della fondazione

L' = lunghezza efficace della fondazione

H = carico orizzontale sulla fondazione

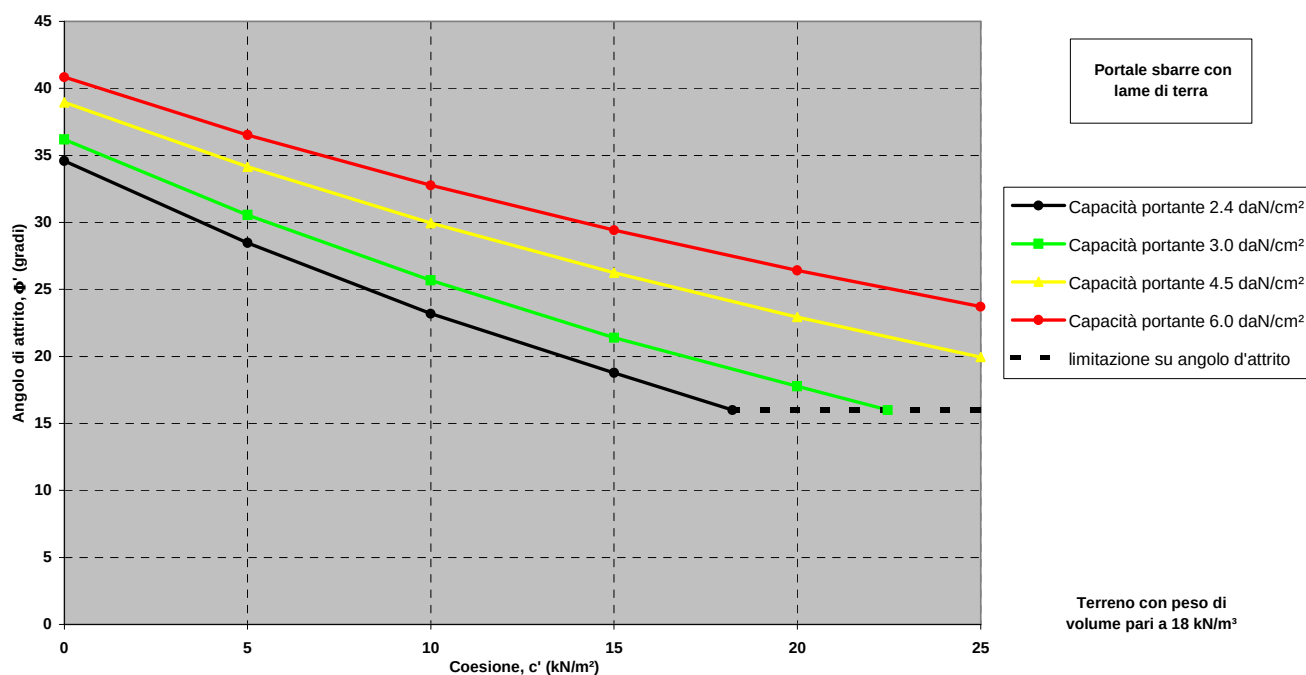
V = carico verticale sulla fondazione

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

e_B = eccentricità del carico in direzione della larghezza della fondazione

e_L = eccentricità del carico in direzione della lunghezza della fondazione

ottenendo le seguenti curve:



I carichi considerati per le valutazioni sono quelli relativi alla fondazione più sollecitata del Portale sbarre con lame di terra 380 kV ed alla combinazione di carico SLU EQU, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

La tensione di rottura minima del terreno per cui è verificata la fondazione è pari a 2,4 daN/cm². Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 16°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,18 daN/cm².

2.4 Caratteristiche del terreno

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

- Peso di volume $\gamma_t = 1\,800\text{ daN/m}^3$;
- Peso di volume immerso $\gamma' = 900\text{ daN/m}^3$;
- Angolo di attrito $\Phi' = 16^\circ$;
- Coesione $c' = 0,18\text{ daN/cm}^2$.

Il livello di falda è considerato al piano campagna.

3 DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

3.1 Individuazione delle azioni

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

- Tiro di linea a $-20\text{ }^\circ\text{C}$ (zona B) – Tiro semplice (solo per TV);
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B) – Tiro composto (solo per TV);
- Montaggio (vedi Par. 3.2.2 del rif. [8]) (solo per TV);
- Vento;
- Perdita di carico per rottura di un conduttore (solo per TV);
- Sismica;
- Corto circuito.

I carichi sismici, quelli da corto circuito e quelli da perdita di carico sono definiti come eccezionali in [8], par. 3.2.

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente.

3.2 Condizione di carico di linea

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

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

Tali valori, la cui entità è stata comunicata da Terna con apposito documento (Rif. [10]), sono riportati nella tabella che segue; per le verifiche dei sostegni e delle fondazioni di ogni apparecchiatura essi sono considerati applicati bilateralmente in direzione della linea.

Apparecchiatura	Tiro semplice [N]	Tiro composto [N]
Trasformatore di tensione TV	280	480

3.3 Montaggio

I valori dei carichi considerati sono stati considerati in base a quanto riportato nel Par. 3.2.2 del rif. [8].

3.4 Condizione di carico da vento

In accordo con quanto riportato in [5] 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 [5]), con riferimento alla categoria di esposizione III;
- il coefficiente c_p di forma viene considerato pari a 0,7; tale valore è stato verificato, per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base alla formulazione di c_p per corpi cilindrici riportata al paragrafo C3.3.10.6 di [12];
- il coefficiente c_d dinamico è stato assunto cautelativamente uguale ad 1 (vedi paragrafo 3.3.8 di [5]);
- il valore della pressione cinetica di riferimento q_b è stato valutato in base alla formulazione:

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

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

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

3.5 Perdita di carico per rottura di un conduttore

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

3.6 Condizione di carico sismica

L'illustrazione dettagliata dei criteri adottati per la identificazione della condizione di carico sismica è riportata in [9].

Di seguito sono illustrati gli spettri impiegati nella verifica.

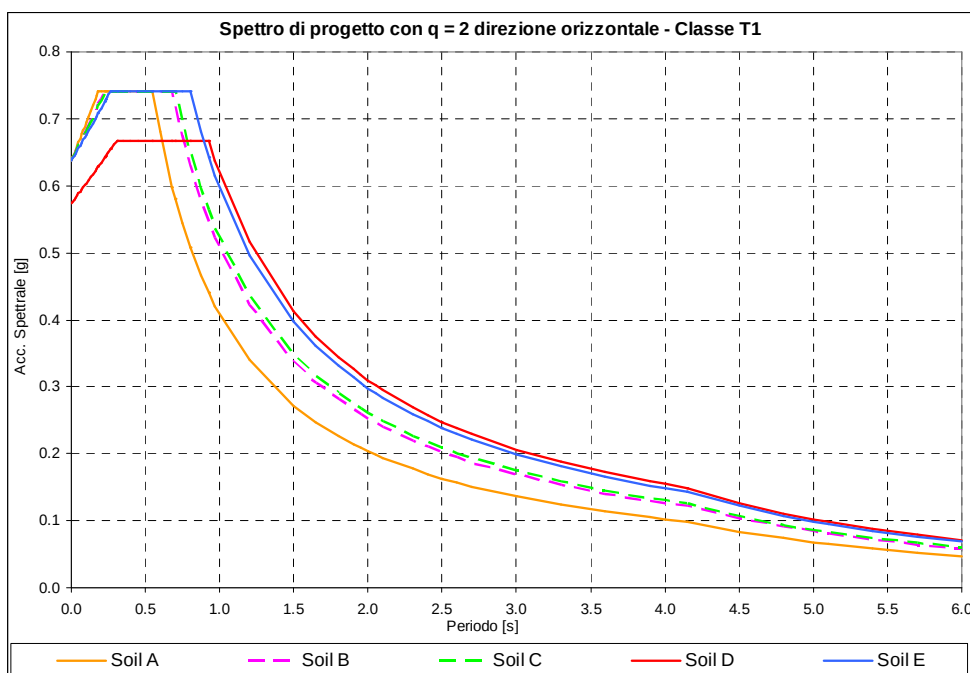
3.6.1 La simulazione delle condizioni sismiche

Per quanto riguarda la metodologia di calcolo per la determinazione delle sollecitazioni sismiche, essa si basa sulla considerazione, già verificata nel corso di SISMISTA, che la fondazione è soggetta alle sollecitazioni derivanti dalla risposta dinamica del sovrastante assieme carpenteria-apparecchiatura: tale

assieme si configura come un sistema dinamico la cui frequenza fondamentale si colloca, in generale, all'interno della banda di frequenze di massima amplificazione dello spettro di progetto. La massima accelerazione di risposta al sisma, costituisce perciò, moltiplicata per la massa complessiva dell'insieme concentrata nel suo baricentro, la forzante del sistema. La presenza di componenti diverse dalla fondamentale nella risposta sismica è tenuta in conto con un coefficiente posto uguale a 1,2, con riferimento alla norma INGENDESA ETGI-1.020, Novembre 1997 *Especificaciones tecnicas generales. Diseno sismico- Version resumida*, di largo impiego nella qualificazione sismica di apparecchiature elettromeccaniche di sottostazione per via sperimentale ed analitica.

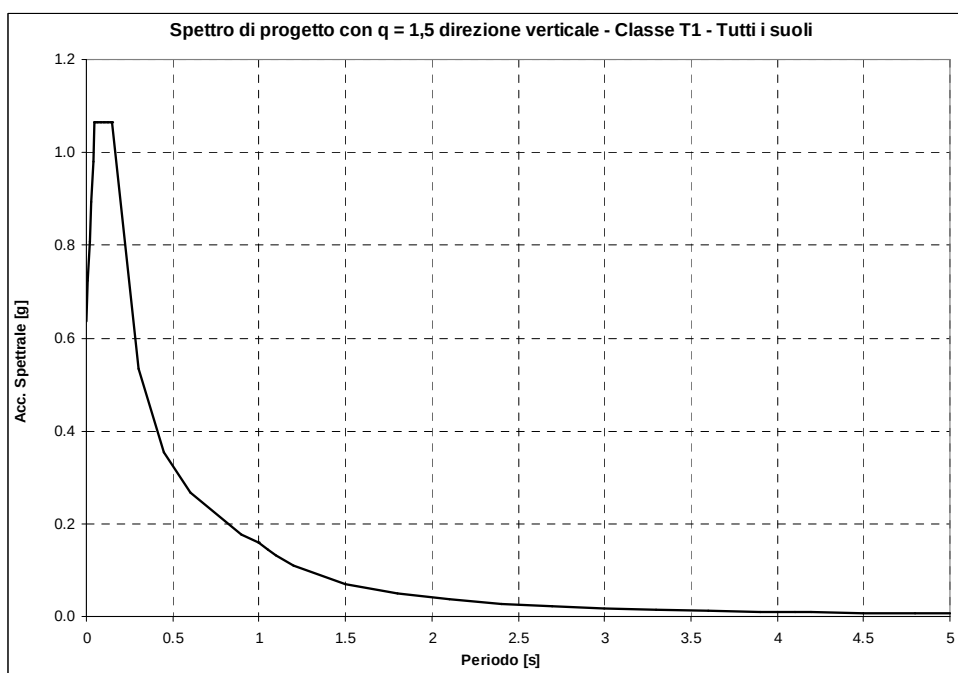
3.6.2 Componenti orizzontali

Il diagramma seguente riporta lo spettro di progetto relativo a tutti i suoli per le componenti orizzontali, con valore a_g pari a 6,247 g/10 e fattore di struttura pari a 2 (vedasi [5]).



3.6.3 Componente verticale

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



3.6.4 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

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

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

Per il Trasformatore di tensione 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 con lame di terra 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 tratti dal rif. [10]. 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 [8], Par. 3.2).

In accordo a [10], si riconoscono sollecitazioni derivanti da tre tipi diversi di fenomeno, "pinch", "swing" e "drop", associati all'esplicarsi del corto circuito: tali fenomeni, dal punto di vista strutturale, si traducono in un aumento del tiro tra l'apparecchiatura in esame e quella ad essa adiacente. Tuttavia, essi hanno dinamiche molto diverse: dell'ordine delle decine di millisecondi per il pinch, delle centinaia di millisecondi per lo swing. Nella pratica, le rispettive sollecitazioni possono essere perciò considerate come temporalmente disaccoppiate. Inoltre, la rapidità dei fenomeni di pinch e swing consente, in linea di principio, ad entrambi i tipi di sollecitazioni di agire sull'insieme apparecchiatura + sostegno, mentre la fondazione non è praticamente interessata al pinch ma, semmai, solo allo swing.

I valori di corto circuito, per cui le apparecchiature più sollecitate sono state verificate, sono stati desunti dal documento di riferimento [10] e derivano da un calcolo eseguito per una corrente di corto circuito pari a 63 kA. I valori con le relative direzioni di applicazione sono i seguenti:

Apparecchiatura	Swing [N] X	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
			Z	Y
Trasformatore di tensione TV	1 380	7 640	3 350	8 213
Apparecchiatura	Swing [N] X (trasversale alle sbarre)	Pinch [N] Y	Drop [N]	
			Z	Y
Portale sbarre con lame di terra	8 440	7530	0	0

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

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

Per il Trasformatore di tensione 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 con lame di terra 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. [5]), 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. [5]), sono elencate nei paragrafi che seguono.

5.1.1 Combinazione fondamentale

In accordo a [5] (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_{Qi} = 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. [5] Par. 2.5.3) ed i coefficienti parziali delle azioni contemplati per i diversi carichi (Rif. [5] 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.

Nelle tabelle che seguono sono indicati i coefficienti applicati alle azioni nelle diverse combinazioni esaminate per le diverse apparecchiature:

TV

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

Portale sbarre con lame di terra

Tipo combinazione	Peso proprio	Vento X	Vento Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Fondamentale SLU_1	(*)	0.9	0.9	0	0	0	0
Fondamentale SLU_2	(*)	0.9	0.9	0	0	0	0
Fondamentale SLU_3	(*)	1.5	0.9	0	0	0	0
Fondamentale SLU_4	(*)	1.5	0.9	0	0	0	0
Fondamentale SLU_5	(*)	0.9	1.5	0	0	0	0
Fondamentale SLU_6	(*)	0.9	1.5	0	0	0	0

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

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

5.1.2 Combinazioni eccezionali

In accordo a [5] (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. [5] 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.

Nelle tabelle che seguono sono indicati i coefficienti applicati alle azioni nelle diverse combinazioni esaminate per le diverse apparecchiature:

TV

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

Portale sbarre con lame di terra

Tipo combinazione	Peso proprio	Vento X	Vento Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Eccezionale Perdita Carico_1	1	0	0	0	0	0	0
Eccezionale Perdita Carico_2	1	0	0	0	0	0	0
Eccezionale Corto Circuito	1	0	0	0	0	0	1

5.1.3 Combinazioni sismiche

In accordo a [5] (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. [5] 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 [5]).

Nelle tabelle che seguono sono indicati i coefficienti applicati alle azioni nelle diverse combinazioni esaminate per le diverse apparecchiature:

TV

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

Portale sbarre con lame di terra

Tipo combinazione	Peso proprio	Vento X	Vento Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Sismica_1	1	0	0	1	0.3	0.3	0
Sismica_2	1	0	0	0.3	1	0.3	0
Sismica_3	1	0	0	0.3	0.3	1	0
Sismica_4	1	0	0	1	0.3	0.3	0
Sismica_5	1	0	0	0.3	1	0.3	0
Sismica_6	1	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. [5]), 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. [5] 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 SLU EQU (ribaltamento attorno a X, asse ortogonale alla direzione di linea, Sismica (ribaltamento attorno a Y, asse parallelo alla direzione di linea, e scorrimento sul piano di posa in direzione Y), della combinazione fondamentale SLU A2-M2-R2

(scorrimento sul piano di posa in direzione X) e della combinazione fondamentale SLU A1-M1-R3 (capacità portante del terreno). Nel seguito vengono esposte le verifiche citate al Paragrafo 6 nei confronti di tali combinazioni di carico per le apparecchiature, tra quelle menzionate, più sollecitate.

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 sulla fondazione

Per la verifica della fondazione si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alla fondazione:

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

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

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

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_y [daN·m]	Taglio T_x [daN]	Momento flettente M_x [daN·m]	Taglio T_y [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Trasformatore di tensione TV	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	Sismica	9 040	1 896	2 712	569	-1 726
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	Sismica	2 712	569	9 040	1 896	-1 726
	Minima azione assiale	Sismica	2 712	569	2 712	569	-784

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100209)	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU EQU	-7 487	1 270	-4 162	-1 022	556
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU EQU	-4 492	762	-6 950	-1 709	1 520
	Minima azione assiale	SLU EQU	-4 492	762	-6 950	-1 709	1 520

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100190)	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A2-M2-R2	-6 524	1 105	-5 058	-1 372	-1 182
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A2-M2-R2	-4 517	765	-7 306	-1 982	-1 182
	Minima azione assiale	SLU A2-M2-R2	-4 517	765	-7 306	-1 982	-1 182

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100190)	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A1-M1-R3	-7 528	1 275	-5 058	-1 372	-1 537
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A1-M1-R3	-4 517	765	-8 429	-2 287	-1 537
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	-4 517	765	-8 429	-2 287	-1 537

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

- $MX = M_x + T_y \cdot H$
- $MY = M_y + T_x \cdot H$

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

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

- $TX = T_x$
- $TY = T_y$
- $NZ = N_z + P$

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 quindi:

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Trasformatore di tensione TV	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	Sismica	10 462	1 896	3 167	569	-8 861
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	3 072	569	10 557	1 896	-8 861
	Minima azione assiale	Sismica	3 125	569	3 167	569	-3 987

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100209)	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU EQU	-8 609	1 270	-4 980	-1 022	-7 383
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU EQU	-5 207	762	-8 317	-1 709	-6 419
	Minima azione assiale	SLU EQU	-5 207	762	-8 317	-1 709	-6 419

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100190)	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A2-M2-R2	-7 525	1 105	-6 155	-1 372	-10 002
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A2-M2-R2	-5 246	765	-8 891	-1 982	-10 002
	Minima azione assiale	SLU A2-M2-R2	-5 246	765	-8 891	-1 982	-10 002

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Portale sbarre con lame di terra (nodo 100190)	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU A1-M1-R3	-8 700	1 275	-6 155	-1 372	-13 003
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU A1-M1-R3	-5 281	765	-10 259	-2 287	-13 003
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	-5 281	765	-10 259	-2 287	-13 003

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]	16
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.279
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.18
Peso volume terreno, γ_t [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	900
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	1000
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	250
Peso specifico calcestruzzo, γ_{clz} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{clz} [daN/m ³]	1500
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX [cm]	330
Lato maggiore piastra, BY [cm]	330
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 per la combinazione di carico più penalizzante.

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

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]	10,462	3,072	3,125
M stab X [daNm]	14,621	14,621	6,579
$\mu_{rib X}$ [-]	1.40	4.76	2.11
$\mu_{rib X} > 1$?	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	3,167	10,557	3,167
M stab Y [daNm]	14,621	14,621	6,579
$\mu_{rib Y}$ [-]	4.62	1.38	2.08
$\mu_{rib Y} > 1$?	SI	SI	SI

Portale sbarre con lame di terra (nodo 100209) - Combinazione SLU EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	8,609	5,207	5,207
M stab X' [daNm]	12,182	10,591	10,591
$\mu_{rib} X' [-]$	1.42	2.03	2.03
$\mu_{rib} X' > 1 ?$	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	4,980	8,317	8,317
M stab Y' [daNm]	12,182	10,591	10,591
$\mu_{rib} Y' [-]$	2.45	1.27	1.27
$\mu_{rib} Y' > 1 ?$	SI	SI	SI

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

7.3 Verifica della capacità portante

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

Portale sbarre con lame di terra (nodo 100190) - Combinazione 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]	0.67	0.41	0.41
Controllo parzializzazione	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.47	0.79	0.79
Controllo parzializzazione	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY / BY [-]	0.203	0.123	0.123
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.143	0.239	0.239
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	108,900		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.462	3.701	3.701
Tensione terreno, σ_t [daN/cm ²]	0.41	0.44	0.44
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	5.81	5.43	5.43
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t > 2.3 ?$	SI	SI	SI

TV - 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]	1.18	0.35	0.78
Controllo parzializzazione	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.36	1.19	0.79
Controllo parzializzazione	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY / BY [-]	0.358	0.105	0.237
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.108	0.361	0.241
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	108,900		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	6.496	6.576	5.512
Tensione terreno, σ_t [daN/cm ²]	0.53	0.54	0.20
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	4.54	4.48	11.89
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t > 1 ?$	SI	SI	SI

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

7.4 Verifica a scorrimento sul piano di posa

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

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

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]	2,541	2,541	1,143
$\mu_{sic} X [-]$	4.47	1.34	2.01
$\mu_{sic} X > 1 ?$	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	2,541	2,541	1,143
$\mu_{sic} Y [-]$	1.34	4.47	2.01
$\mu_{sic} Y > 1 ?$	SI	SI	SI

Portale sbarre con lame di terra (nodo 100190) - Combinazione 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]	2,295	2,295	2,295
$\mu_{sic} X [-]$	1.67	1.16	1.16
$\mu_{sic} X > 1.1 ?$	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	2,295	2,295	2,295
$\mu_{sic} Y [-]$	2.08	3.00	3.00
$\mu_{sic} Y > 1.1 ?$	SI	SI	SI

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

7.5 Verifica strutturale

Lo schema strutturale adottato per la verifica delle sporgenze della base della fondazione rispetto al batolo è quello di trave incastrata ad un'estremità, di luce pari alle dimensioni della sporgenza stessa, ovvero 1,25 m in direzione X e 1,35 m in direzione Y, di spessore pari a quello della piastra di fondazione (0,30 m) e di larghezza pari alla piastra (3,30 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

La tensione massima trasmessa al terreno è pari a $0,54 \text{ daN/cm}^2$.

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno: $q_t = 900 \times 10^{-6} \times 40 \times 330 = 11,88 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times 30 \times 330 = 14,85 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno: $q = 0,54 \times 330 = 178,20 \text{ daN/cm}$.

Il momento flettente massimo è quindi:

in direzione X: $(178,20 - 11,88 - 14,85) / 100 \times 125,0^2 / 2 = 11\,834 \text{ daN}\cdot\text{m}$;

in direzione Y: $(178,20 - 11,88 - 14,85) / 100 \times 135,0^2 / 2 = 13\,803 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

Si considera un'unica sezione con le seguenti caratteristiche, essendo la piastra di base simmetrica nelle due direzioni:

- Sezione: $330 \times 30 \text{ cm}$;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: $12 \text{ } \varnothing 14$
- Armatura inferiore: $12 \text{ } \varnothing 14$

e la si verifica nei confronti del valore massimo di momento calcolato.

Titolo: Fondazione trasformatori TV 380 kV: Flessione sporgenza piastra di

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	3300	300

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1847	47
2	1847	253

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 138.028 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 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} 199.5 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 27.34 ‰
d 253 mm
x 28.71 x/d 0.1135
 δ 0.7

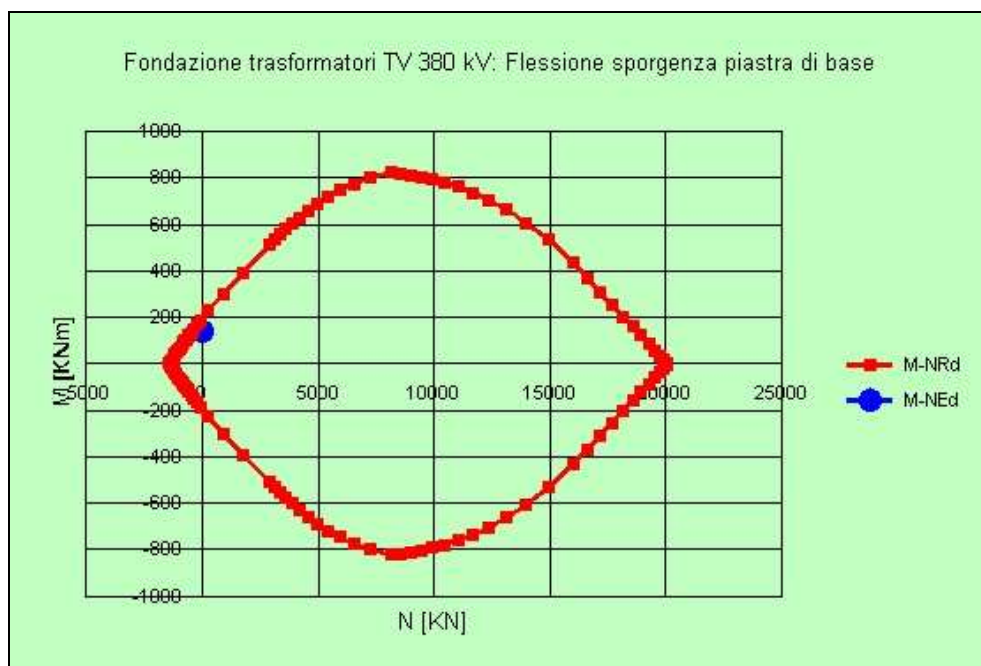
Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sezione C...
 File


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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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



Essendo il momento sollecitante, M_{xSd} , inferiore al momento resistente, M_{xRd} , 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: $(178,20 - 11,88 - 14,85) \times 125,0 = 18\,934 \text{ daN}$;

in direzione Y: $(178,20 - 11,88 - 14,85) \times 135,0 = 20\,449 \text{ daN}$.

La sezione viene verificata nei confronti del valore massimo di taglio calcolato, essendo essa la stessa nelle due direzioni.

Applicando la formulazione 4.1.14 di [5] al caso in esame, limitatamente alla sola sezione normale ad un'asse della fondazione:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 46\,850 \text{ daN}$
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 20\,449 \text{ daN}$

Essendo $V_{Ed} < V_{Rd}$ 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 Ø12
- II livello armatura: 2 Ø12
- III livello armatura: 3 Ø12

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 fondamentale SLU A1-M1, la più penalizzante, nei casi di massimo momento attorno ad un asse parallelo e trasversale alla linea, per le strutture più sollecitate.

Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Portale sbarre con lame di terra - nodo 100190)

Titolo: Fondazione Portale sbarre lame terra 380 kV - Flessione batolo

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	1.13	4.6	4.6
2	1.13	40	4.6
3	1.13	75.4	4.6
4	1.13	4.6	30
5	1.13	4.6	55.4
6	1.13	75.4	30

Sollecitazioni
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

N 15.419 **0** kN
M_{xEd} 48.992 **0** kNm
M_{yEd} 95.728 **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 σ_{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

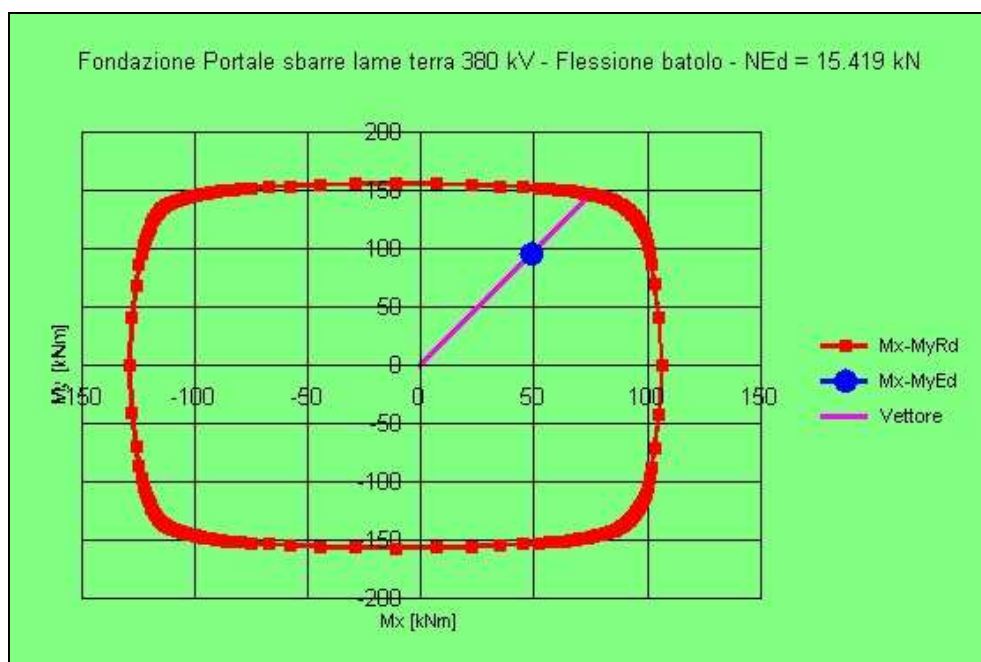
M_{xRd} 74.91 kNm
M_{yRd} 147.2 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 20.03 ‰
d 92.05 cm
x 13.69 **x/d** 0.1487
 δ 0.7

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. 100
Calcola MRd **Dominio Mx-My**
angolo asse neutro θ° 296.25
☐ Precompresso



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (Portale sbarre con lame di terra - nodo 100209)

Titolo : Fondazione Portale sbarre lame terra 380 kV - Flessione batolo

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	1.13	4.6	4.6
2	1.13	40	4.6
3	1.13	75.4	4.6
4	1.13	4.6	30
5	1.13	4.6	55.4
6	1.13	75.4	30

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

N_{Ed} -0.967 **0** kN
M_{xEd} 81.224 **0** kNm
M_{yEd} 46.702 **0** kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

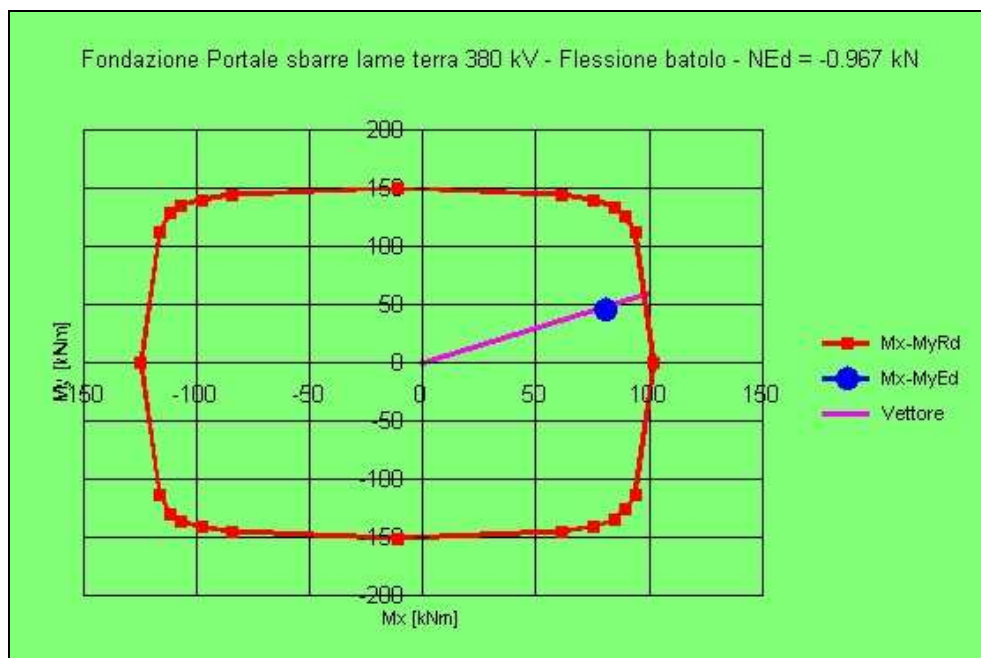
Materiali
B450C **C32/40**
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 σ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n
Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 356.25
☐ Precompresso

M_{xRd} 99.4 kNm
M_{yRd} 59.39 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 37.45 ‰
d 59.27 cm
x 5.066 **x/d** 0.08547
 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).

E' stato verificato che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano accettabili e compatibili con la funzionalità dell'opera. La struttura più penalizzata, a cui si riferisce la verifica che segue, è quella del Trasformatore di tensione TV.

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 $E' = 2$ MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 0,82$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1,0$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 8,14$ kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 8,14 \cdot 3,30 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 0,82 = 0,0100 \text{ m} = 1,00 \text{ cm}$$

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 4,17, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{105,57}{3,30^2 \cdot 3,30} \cdot 4,17 = 0,0056$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 1,84 \text{ cm}$

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{30,72}{3,30^2 \cdot 3,30} \cdot 4,17 = 0,0016$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,54 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 3,4 cm.

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

9 CONCLUSIONI

La fondazione TG71/3 risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel par. 2.4 e nell'Appendice 1 del presente rapporto, per i tipi di terreno con tensione di rottura indicati nel Par. 2.3.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Rapporto CESI A8035365 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotto 380 kV, Verifica strutturale della carpenteria di sostegno per apparecchiature unipolari*, rev. 01, dicembre 2008
- [2] Rapporto CESI A8035911 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotto 380 kV, Verifica strutturale della carpenteria di sostegno per portale sbarre*, rev. 00, dicembre 2008.
- [3] TERNA Stazioni elettriche A.T. 380 kV. Fondazione per Trasformatori di tensione TV e Portali sbarre con lame di terra TG71/3, identificativo doc. Terna D C DS1000 U ST 00023, Rev. 00, aprile 2010.
- [4] TERNA Stazioni elettriche AT. *Tirante di fondazione per sostegno apparecchiature – S6100/30, disegno P001/D17*, Rev. 01, 2008
- [5] “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 14/01/2008.
- [6] UNI EN 1997-1, “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica”, febbraio 2005.
- [7] CEI 11-4 – 1998 “Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne”.
- [8] CEI 11-1 1999 “Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata”.
- [9] Rapporto CESI A8024476 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotti 150 kV – 220 kV – 380 kV. Descrizione dello svolgimento delle attività di verifica*, settembre 2008.
- [10] Documento TERNA: “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo” inviato via mail in data 11/04/2008.
- [11] CEI EN 50341-1 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 1: Prescrizioni generali – Specifiche comuni, Edizione VI, luglio 2005.
- [12] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Bozza di istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni, del 07/03/2008.

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo

Condizioni di utilizzo della fondazione

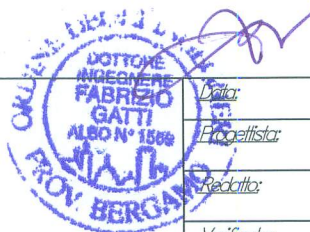
La fondazione è adeguata per:

- vento generante una pressione inferiore o uguale a quella ricavabile con i seguenti parametri:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione III
 - $v_b = 48$ m/s
- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - categoria topografica T1
 - $a_g \leq 0,62$ g/10
 - $F_o = 2,33$
 - $T_C^* = 0,55$ s
 - accelerazione spettrale massima:
 - orizzontale $\leq 0,742$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - verticale $\leq 1,066$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
- momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore dell'elemento di interfaccia POS. 2):
 - Trasformatore di tensione TV: $\leq 5\,263$ kg m;
 - Portale sbarre con lame di terra: $\leq 4\,230$ 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, peso di volume immerso non inferiore a 900 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 16° , in corrispondenza a coesione pari a $0,18$ daN/cm²
- livello di falda a quota del piano campagna (terreno saturo)
- calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40$ N/mm²
- classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1)
- acciaio delle armature B450C

^(#) 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>	15/04/2010
<i>Progettista:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Redatto:</i>	Alessandro Cadore
<i>Verificato:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Approvato:</i>	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	15/04/10	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 00023 (4/6)	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 380 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS1000 U ST 00021 rev. 00	
---	COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS1000 U ST 00023 rev. 00	
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONI PER APPARECCHIATURE UNIPOLARI (ISOLATORE—SCARICATORE)	
---	TG71/4	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS1000 U ST 00023_4	---	A4	---	01/29

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

Cliente TERNA S.p.A. Roma

Oggetto STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO
ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI
Lotto 380 kV
Calcolo di verifica della fondazione TG71/4 per Isolatori e Scaricatori

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

Note Rev. 00 – Lettera di trasmissione B0011414
I rapporti B0006402 e B0006405 sostituiscono ed annullano il rapporto A8035916

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

N. pagine 28 **N. pagine fuori testo** 0

Data 15 aprile 2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro
B0006402 114933 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio
B0006402 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi
B0006402 777241 APP



Indice

1	SCOPO	4
2	CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE	4
2.1	Caratteristiche geometriche	4
2.2	Caratteristiche dei materiali.....	5
2.3	Capacità portante della fondazione	5
2.4	Caratteristiche del terreno	6
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	7
3.1	Individuazione delle azioni	7
3.2	Condizione di carico di linea.....	7
3.3	Montaggio	7
3.4	Condizione di carico da vento	7
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore.....	8
3.6	Condizione di carico sismica.....	8
3.6.1	La simulazione delle condizioni sismiche	8
3.6.2	Componenti orizzontali	9
3.6.3	Componente verticale.....	9
3.6.4	Combinazione delle componenti dell'azione sismica	9
3.6.5	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	10
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	10
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	10
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	10
4	TIPO DI VERIFICA.....	10
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	11
5.1	Stati limite ultimi.....	11
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	11
5.1.2	Combinazioni eccezionali	12
5.1.3	Combinazioni sismiche	12
5.2	Stati limite di esercizio	13
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	13
7	CALCOLI DI VERIFICA	13
7.1	Sollecitazioni massime sulla fondazione.....	14
7.2	Verifica al ribaltamento.....	17
7.3	Verifica della capacità portante.....	18
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	19
7.5	Verifica strutturale.....	19
7.5.1	Verifica flessionale della piastra di base	20
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	21
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	21
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	24
9	CONCLUSIONI	25
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	26

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo 27

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	15/04/2010	B0006402	Prima emissione

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione per Isolatori e Scaricatori della sezione 380 kV.

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

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

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

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

2 CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE

2.1 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per Isolatori e Scaricatori 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 di un isolatore o di uno scaricatore.

La piastra ha dimensioni di 3,10 × 3,10 × 0,3 m; il batolo ha dimensioni 0,6 × 0,8 × 0,50 m, sporge dal terreno per 0,1 m, ed è provvisto di quattro tirafondi Ø 30 mm ([3]) 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 $\sigma_{rott} / R_i = 2,4 / R_i$ daN/cm².

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

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

Volume calcestruzzo [m ³]	Peso calcestruzzo armato (peso specifico di 2500 daN/m ³) [daN]	Ferri della piastra di base, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, armatura superiore	Ferri verticali batolo
3,123	7 808	12Ø12	12Ø12	8Ø12

2.2 Caratteristiche dei materiali

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

- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} = 332 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [4]);
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [4]);
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,1 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2 500 \text{ daN/m}^3$;
- Classe di consistenza S4 (UNI-EN 206-1);
- Condizioni ambientali Aggressive (tab. 4.1.III di [4]), per classi di esposizione ambientale XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1);
- Copriferro $c = 4 \text{ cm}$.

La resistenza a taglio V_{Rd} , per elementi ipotizzati senza armatura trasversale resistente a taglio, viene calcolata in base alla formulazione 4.1.14 del Par. 4.1.2.1.3.1 di [4].

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

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

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

2.3 Capacità portante della fondazione

La capacità portante della fondazione è stata valutata in modo parametrico considerando un terreno con peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/cm}^2$ e caratteristiche di angolo d'attrito ϕ' e coesione c' variabili, fino ad un minimo di $\phi' = 11^\circ$, in base alla formulazione contenuta nell'“Annex 4”, punto D.4 di [5]:

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

con:

c' = coesione drenata

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

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

γ' = peso immerso del terreno

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

ϕ' = angolo d'attrito drenato

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

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

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

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

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

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'

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

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

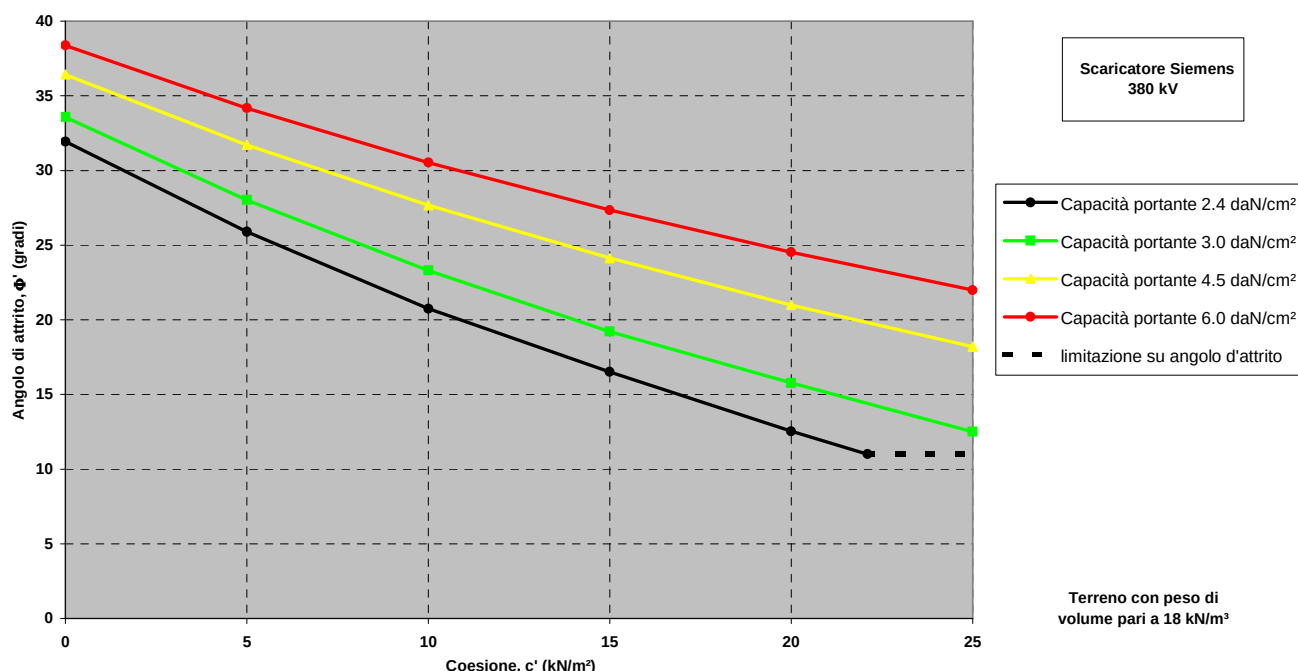
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

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 allo scaricatore Siemens 380 kV ed alla combinazione di carico EQU, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

La tensione di rottura minima del terreno per cui è verificata la fondazione è pari a 2,4 daN/cm². Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 11°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,22 daN/cm².

2.4 Caratteristiche del terreno

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

- Peso di volume $\gamma_t = 1800$ daN/m³;
- Peso di volume immerso $\gamma' = 900$ daN/m³;
- Angolo di attrito $\Phi' = 11^\circ$;
- Coesione $c' = 0,22$ daN/cm².

Il livello di falda è considerato al piano campagna.

3 DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

3.1 Individuazione delle azioni

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

- Tiro di linea a -20 °C (zona B) – Tiro semplice;
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B) – Tiro composto;
- Montaggio (vedi Par. 3.2.2 del rif. [7]);
- Vento;
- Perdita di carico per rottura di un conduttore;
- Sismica;
- Corto circuito.

I carichi sismici, quelli da corto circuito e quelli da perdita di carico sono definiti come eccezionali in [7], par. 3.2.

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente.

3.2 Condizione di carico di linea

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

- Tiro di linea a -20 °C (zona B), definito nel seguito “Tiro semplice”, il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [6];
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B), definito nel seguito “Tiro composto”, il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [6].

Tali valori, la cui entità è stata comunicata da Terna con apposito documento (Rif. [9]), sono riportati nella tabella che segue; per le verifiche dei sostegni e delle fondazioni di ogni apparecchiatura essi sono considerati applicati bilateralmente in direzione della linea.

Apparecchiatura	Tiro semplice [N]	Tiro composto [N]
Isolatore	1 050	1 790
Scaricatore	320	540

3.3 Montaggio

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

3.4 Condizione di carico da vento

In accordo con quanto riportato in [4] la valutazione dei carichi da vento, è stata fatta in base alle ipotesi e considerazioni di seguito riportate.

La pressione del vento agente sulla struttura è pari a:

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

con:

q_b = pressione cinetica di riferimento;

c_e = coefficiente di esposizione;

c_p = coefficiente di forma;

c_d = coefficiente dinamico.

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

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

- il coefficiente di esposizione c_e è stato valutato per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base all'altezza dello stesso (Rif. 3.3.7 di [4]), con riferimento alla categoria di esposizione III;
- il coefficiente c_p di forma viene considerato pari a 0,7; tale valore è stato verificato, per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base alla formulazione di c_p per corpi cilindrici riportata al paragrafo C3.3.10.6 di [11];
- il coefficiente c_d dinamico è stato assunto cautelativamente uguale ad 1 (vedi paragrafo 3.3.8 di [4]);
- il valore della pressione cinetica di riferimento q_b è stato valutato in base alla formulazione:

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

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

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

3.5 Perdita di carico per rottura di un conduttore

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

3.6 Condizione di carico sismica

L'illustrazione dettagliata dei criteri adottati per la identificazione della condizione di carico sismica è riportata in [8].

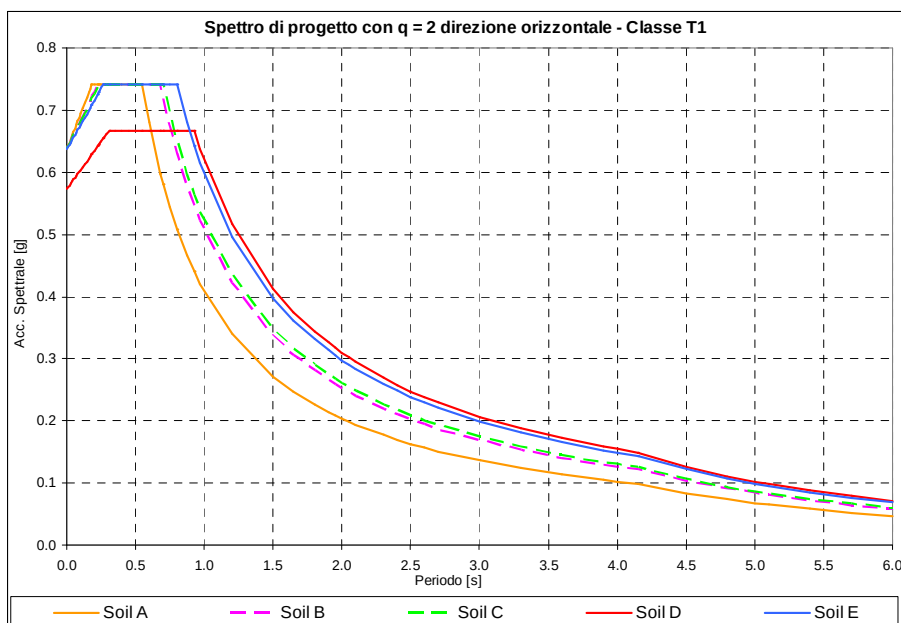
Di seguito sono illustrati gli spettri impiegati nella verifica.

3.6.1 La simulazione delle condizioni sismiche

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

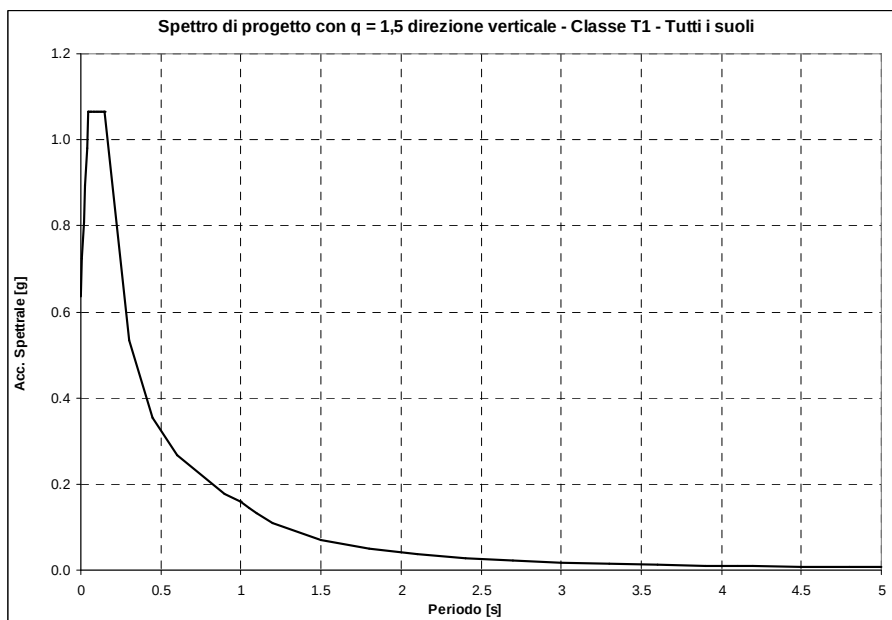
3.6.2 Componenti orizzontali

Il diagramma seguente riporta lo spettro di progetto relativo a tutti i suoli per le componenti orizzontali, con valore a_g pari a 6,247 g/10 e fattore di struttura pari a 2 (vedasi [4]).



3.6.3 Componente verticale

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



3.6.4 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni sismiche sono combinate secondo quanto previsto dalla tabella nel Cap.5, congruente con quanto riportato nel par. 7.3.5 di [4].

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile 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 tratti dal rif. [9]. Il corto circuito non viene considerato contestualmente al sisma, anche se potrebbe essere causato da quest'ultimo. Trattasi, in questa interpretazione, di due eventi eccezionali la cui probabilità combinata di accadimento può essere considerata scarsa (vedasi [7], Par. 3.2).

In accordo a [9], si riconoscono sollecitazioni derivanti da tre tipi diversi di fenomeno, "pinch", "swing" e "drop", associati all'esplicarsi del corto circuito: tali fenomeni, dal punto di vista strutturale, si traducono in un aumento del tiro tra l'apparecchiatura in esame e quella ad essa adiacente. Tuttavia, essi hanno dinamiche molto diverse: dell'ordine delle decine di millisecondi per il pinch, delle centinaia di millisecondi per lo swing. Nella pratica, le rispettive sollecitazioni possono essere perciò considerate come temporalmente disaccoppiate. Inoltre, la rapidità dei fenomeni di pinch e swing consente, in linea di principio, ad entrambi i tipi di sollecitazioni di agire sull'insieme apparecchiatura + sostegno, mentre la fondazione non è praticamente interessata al pinch ma, semmai, solo allo swing.

I valori di corto circuito, per cui le apparecchiature più sollecitate sono state verificate, sono stati desunti dal documento di riferimento [9] e derivano da un calcolo eseguito per una corrente di corto circuito pari a 63 kA. I valori con le relative direzioni di applicazione sono i seguenti:

Apparecchiatura	Swing [N] X	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
			Z	Y
Scaricatore Siemens 380 kV	2 800	7 640	3 573	8 759
Isolatore J01/3	5 570	5 100	3 010	7 380

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

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile 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. [4]), a partire dalle più gravose condizioni di carico derivanti dall'analisi delle carpenterie di sostegno ad esse afferenti.

5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

5.1 Stati limite ultimi

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [4]), sono elencate nei paragrafi che seguono.

5.1.1 Combinazione fondamentale

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni fondamentali:

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

con:

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

G_1 = carichi permanenti;

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

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

γ_P = coefficiente parziale per pretensione e precompressione;

P = pretensione e precompressione;

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

Q_{k1} = azione variabile dominante;

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

ψ_{0j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1, i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3) ed i coefficienti parziali delle azioni contemplati per i diversi carichi (Rif. [4] Par. 2.6.1) rispettivamente per gli:

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

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

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

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

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

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

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

5.1.2 Combinazioni eccezionali

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni eccezionali:

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

con:

G_1 = carichi permanenti;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

P = pretensione e precompressione;

A_d = azione eccezionale;

ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3).

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

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

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

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

Tipo combinazione	Peso proprio	Tiro semplice	Tiro composto	Montaggio	Vento X	Vento Y	Perdita di tiro semplice	Perdita di tiro composto	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Eccezionale Perdita Carico 1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Eccezionale Perdita Carico 2	1	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Eccezionale Corto Circuito	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

5.1.3 Combinazioni sismiche

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni sismiche:

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

con:

E = azione sismica;

G_1 = carichi permanenti;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

P = pretensione e precompressione;

ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3).

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

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente all'azione sismica; nel caso in esame P è nullo; il valore di ψ_{2j} , associato ai carichi da vento, è assumibile anch'esso come nullo (vedasi tab. 2.5.I in par. 2.5.3 di [4]).

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

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

5.2 Stati limite di esercizio

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite di esercizio della fondazione, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [4]), sono quelle relative alle combinazioni sismiche menzionate in precedenza.

6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La fondazione è stata verificata nei confronti dei seguenti fenomeni:

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

Le verifiche sono state effettuate considerando l'Approccio 1 con Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M2+R2) e l'Approccio 2 con (A1+M1+R3) (Rif. [4] Par. 6.2.3.1 e 6.4.2.1).

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

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

7 CALCOLI DI VERIFICA

Nel caso in esame le verifiche più penalizzanti per i fenomeni citati sono quelle relative al comportamento nei confronti della combinazione Sismica (ribaltamento attorno a X, asse ortogonale alla direzione di linea), della combinazione fondamentale SLU EQU (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 esposte le verifiche citate al Paragrafo 6 nei confronti di tali combinazioni di carico per l'apparecchiatura più sollecitata tra quelle menzionate (Scaricatore).

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 sulla fondazione

Per la verifica della fondazione si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alla fondazione:

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

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

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

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_y [daN·m]	Taglio T_x [daN]	Momento flettente M_x [daN·m]	Taglio T_y [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Scaricatore	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	Sismica	7 506	1 078	2 252	324	-1 004
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	Sismica	2 252	324	7506	1 078	-1 004
	Minima azione assiale	Sismica	2 252	324	2 252	324	-521

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_y [daN·m]	Taglio T_x [daN]	Momento flettente M_x [daN·m]	Taglio T_y [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Scaricatore	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU EQU	8 517	1 352	4 615	721	-1 090
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU EQU	5 440	871	7 692	1 202	-1 090
	Minima azione assiale	SLU EQU	5 440	871	4 615	721	-1 090

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Scaricatore	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A2-M2-R2	7 381	1 171	4 615	721	-1 211
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A2-M2-R2	5 330	851	6 666	1 041	-1 211
	Minima azione assiale	SLU A2-M2-R2	5 330	851	4 615	721	-1 211

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Scaricatore	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A1-M1-R3	8 517	1 352	4 615	721	-1 575
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A1-M1-R3	5 440	871	7 692	1 202	-1 575
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	5 440	871	4 615	721	-1 575

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

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

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

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

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

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

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

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Scaricatore	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	Sismica	8 369	1 078	2 511	324	-7 452
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	2 511	324	8 369	1 078	-7 452
	Minima azione assiale	Sismica	2 511	324	2 511	324	-3 416

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Scaricatore	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU EQU	9 598	1 352	5 192	721	-8 264
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU EQU	6 137	871	8 653	1 202	-8 264
	Minima azione assiale	SLU EQU	6 137	871	5 192	721	-8 264

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Scaricatore	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU A2-M2-R2	8 318	1 171	5 192	721	-9 182
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU A2-M2-R2	6 011	851	7 499	1 041	-9 182
	Minima azione assiale	SLU A2-M2-R2	6 011	851	5 192	721	-9 182

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Scaricatore	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU A1-M1-R3	9 598	1 352	5 192	721	-11 937
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU A1-M1-R3	6 137	871	8 653	1 202	-11 937
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	6 137	871	5 192	721	-11 937

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]	11
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.192
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.22
Peso volume terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	900
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	1000
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	250
Peso specifico calcestruzzo, γ_{ds} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{ds} [daN/m ³]	1500
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX [cm]	310
Lato maggiore piastra, BY [cm]	310
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_1 [cm]	10

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

7.2 Verifica al ribaltamento

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

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

Combinazione Sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	8,369	2,511	2,511
M stab X [daNm]	11,551	11,551	5,295
$\mu_{rib X} [-]$	1.38	4.60	2.11
$\mu_{rib X} > 1 ?$	Sì	Sì	Sì
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	2,511	8,369	2,511
M stab Y [daNm]	11,551	11,551	5,295
$\mu_{rib Y} [-]$	4.60	1.38	2.11
$\mu_{rib Y} > 1 ?$	Sì	Sì	Sì

Combinazione SLU EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	9,598	6,137	6,137
M stab X' [daNm]	12,809	12,809	12,809
$\mu_{rib X'} [-]$	1.33	2.09	2.09
$\mu_{rib X'} > 1 ?$	Sì	Sì	Sì
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	5,192	8,653	5,192
M stab Y' [daNm]	12,809	12,809	12,809
$\mu_{rib Y'} [-]$	2.47	1.48	2.47
$\mu_{rib Y'} > 1 ?$	Sì	Sì	Sì

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

7.3 Verifica della capacità portante

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

Combinazione 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]	0.80	0.51	0.51
Controllo parzializzazione	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.43	0.72	0.43
Controllo parzializzazione	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.259	0.166	0.166
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.140	0.234	0.140
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	96,100		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	4.237	4.170	3.032
Tensione terreno, σ_t [daN/cm ²]	0.53	0.52	0.38
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	4.56	4.63	6.37
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t > 2.3 ?$	Sì	Sì	Sì

Combinazione SLU A2-M2-R2 (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]	0.91	0.65	0.65
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.57	0.82	0.57
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY' / BY' [-]	0.292	0.211	0.211
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.182	0.263	0.182
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	96,100		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	5.653	5.488	4.056
Tensione terreno, σ_t [daN/cm²]	0.54	0.52	0.39
$\sigma_{\text{rotter}} / \sigma_t$	4.44	4.58	6.79
sigma rott terr / sigma t > 1.8 ?	SI	SI	SI

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

7.4 Verifica a scorrimento sul piano di posa

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

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

Combinazione SLU A2-M2-R2

Verifica a scorrimento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Forza attrito in direzione X, FX [daN]	1,428	1,428	1,428
$\mu_{\text{sic}} X [-]$	1.98	1.37	1.98
$\mu_{\text{sic}} X > 1.1 ?$	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	1,428	1,428	1,428
$\mu_{\text{sic}} Y [-]$	1.22	1.68	1.68
$\mu_{\text{sic}} Y > 1.1 ?$	SI	SI	SI

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

7.5 Verifica strutturale

Lo schema strutturale adottato per la verifica delle sporgenze della base della fondazione rispetto al batolo è quello di trave incastrata ad un'estremità, di luce pari alle dimensioni della sporgenza stessa, ovvero 1,15 m in direzione X e 1,25 m in direzione Y, di spessore pari a quello della piastra di fondazione (0,30 m) e di larghezza pari alla piastra (3,10 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;
- 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 $0,54 \text{ daN/cm}^2$.

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno: $q_t = 900 \times 10^{-6} \times 40 \times 310 = 11,16 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times 30 \times 310 = 13,95 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno: $q = 0,54 \times 310 = 167,40 \text{ daN/cm}$.

Il momento flettente massimo è quindi:

in direzione X: $(167,40 - 11,16 - 13,95) / 100 \times 115,0^2 / 2 = 9\,409 \text{ daN}\cdot\text{m}$;

in direzione Y: $(167,40 - 11,16 - 13,95) / 100 \times 125,0^2 / 2 = 11\,116 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

Si considera un'unica sezione con le seguenti caratteristiche, essendo la piastra di base simmetrica nelle due direzioni:

- Sezione: $310 \times 30 \text{ cm}$;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: $12 \varnothing 12$
- Armatura inferiore: $12 \varnothing 12$

e la si verifica nei confronti del valore massimo di momento calcolato.

Titolo : Fondazione scaricatori 380 kV: Flessione sporgenza piastra di base

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	3100	300

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1357	46
2	1357	254

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

N_{Ed} 0 **0** kN
M_{xEd} 111.16 **0** kNm
M_{yEd} 0 **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 σ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 σ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 149.3 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 36.14 ‰
d 254 mm
x 22.43 x/d 0.0883
 δ 0.7

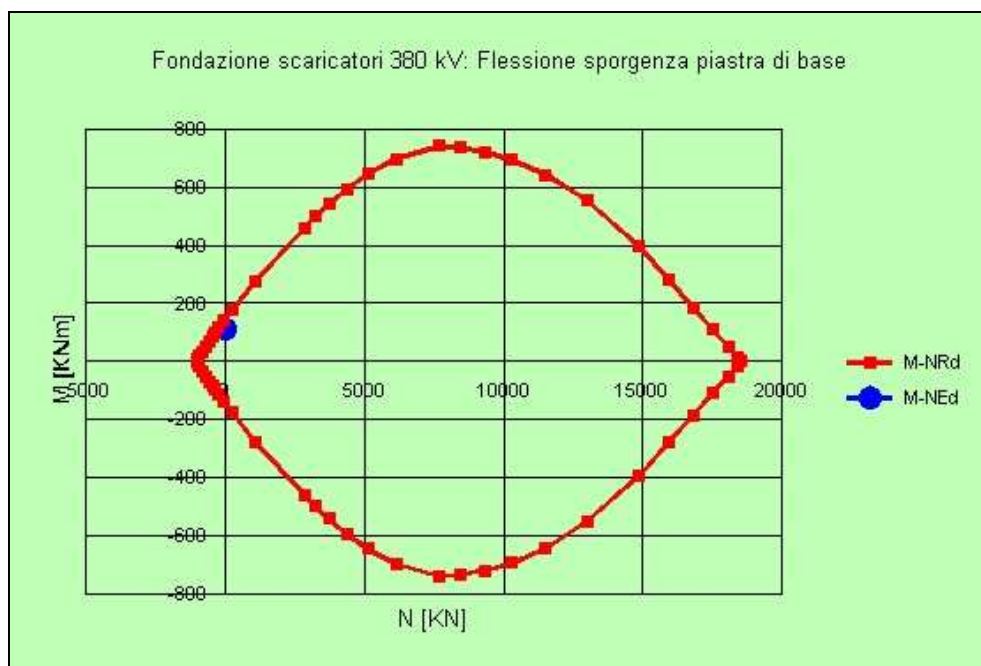
Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sezione C...
File

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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



Essendo il momento sollecitante, M_{xSd} , inferiore al momento resistente, M_{xRd} , 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: $(167,40 - 11,16 - 13,95) \times 115,0 = 16\,363 \text{ daN}$;

in direzione Y: $(167,40 - 11,16 - 13,95) \times 125,0 = 17\,786 \text{ daN}$.

La sezione viene verificata nei confronti del valore massimo di taglio calcolato, essendo essa la stessa nelle due direzioni.

Applicando la formulazione 4.1.14 di [4] al caso in esame, limitatamente alla sola sezione normale ad un'asse della fondazione:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 40\,555 \text{ daN}$
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 17\,786 \text{ daN}$

Essendo $V_{Ed} < V_{Rd}$ 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 Ø12
- II livello armatura: 2 Ø12
- III livello armatura: 3 Ø12

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-M1, 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 scaricatori 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]
1	1.13	4.6	4.6
2	1.13	40	4.6
3	1.13	75.4	4.6
4	1.13	4.6	30
5	1.13	4.6	55.4
6	1.13	75.4	30

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

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

N_{Ed} 15.713 **0** kN
M_{xEd} 82.925 **0** kNm
M_{yEd} 50.046 **0**

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

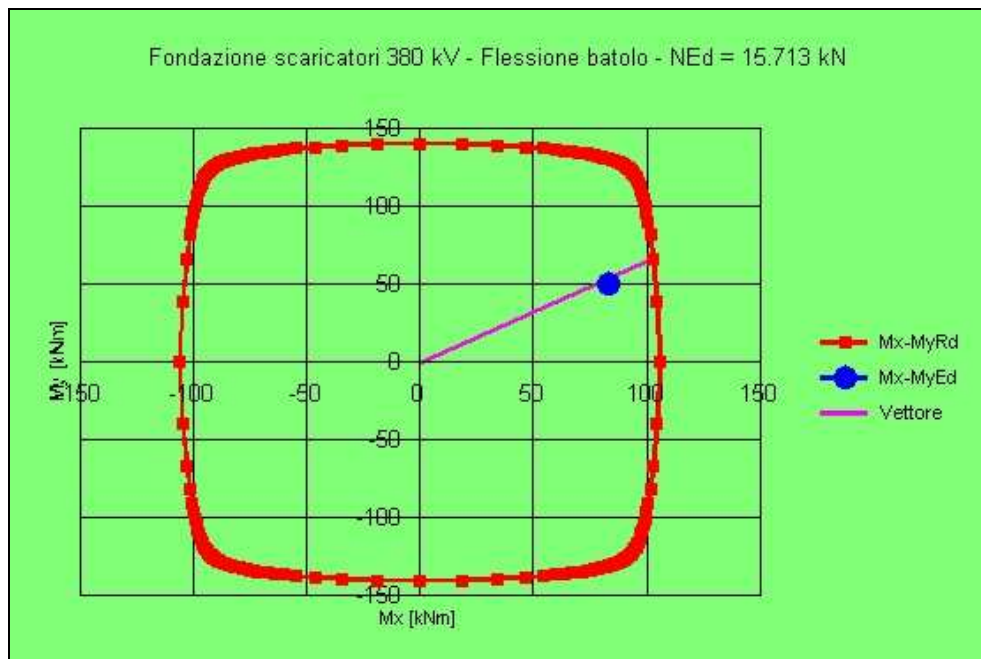
Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 356.25

☐ Precompresso

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} 102.8 kNm
M_{yRd} 66.5 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 34.75 ‰
d 60.21 cm
x 5.51 **x/d** 0.0915
 δ 0.7



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea

Titolo : Fondazione scaricatori 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]
1	1.13	4.6	4.6
2	1.13	40	4.6
3	1.13	75.4	4.6
4	1.13	4.6	30
5	1.13	4.6	55.4
6	1.13	75.4	30

Tipologia Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Sezione C...

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n

N 15.713 **0** kN
M_{Ed} 49.755 **0** kNm
M_{yEd} 78.409 **0**

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**

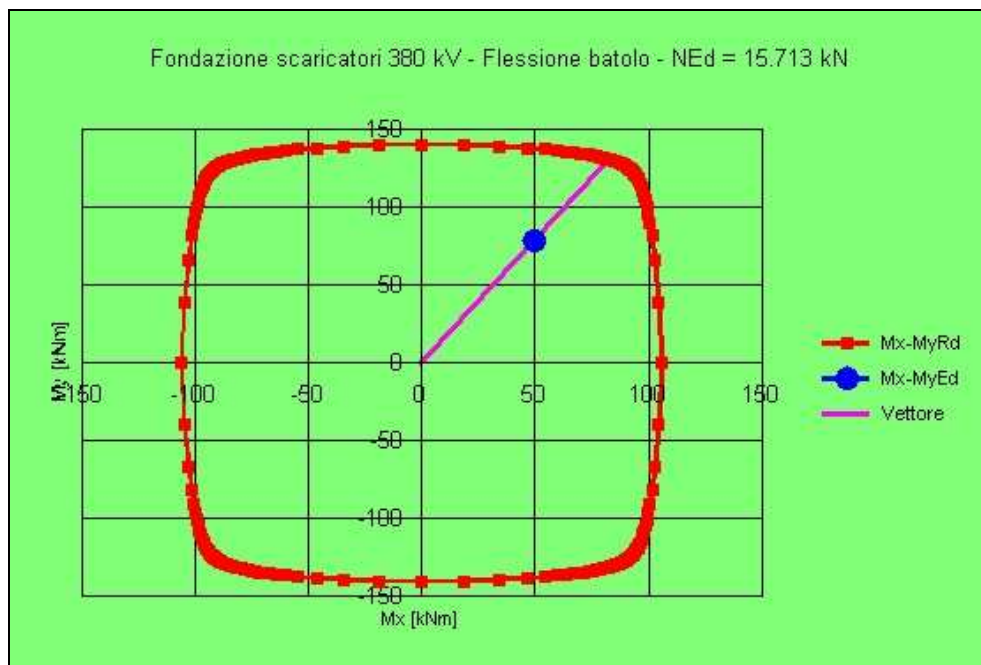
angolo asse neutro θ° 356.25

☐ Precompresso

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} 102.8 kN m
M_{yRd} 66.5 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 34.75 ‰
d 60.21 cm
x 5.51 **x/d** 0.0915
 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).

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 $E' = 2$ MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 0,82$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1,0$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 7,75$ kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 7,75 \cdot 3,10 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 0,82 = 0,0089 \text{ m} = 0,89 \text{ cm}$$

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 4,17, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{83,69}{3,10^2 \cdot 3,10} \cdot 4,17 = 0,0053$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 1,65 \text{ cm}$

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{25,11}{3,10^2 \cdot 3,10} \cdot 4,17 = 0,0016$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,50 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 3,1 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 TG71/4 risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel par. 2.4 e nell'Appendice 1 del presente rapporto, per i tipi di terreno con tensione di rottura indicati nel Par. 2.3.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Rapporto CESI A8035365 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotto 380 kV, Verifica strutturale della carpenteria di sostegno per apparecchiature unipolari*, rev. 01, dicembre 2008
- [2] TERNA Stazioni elettriche A.T. 380 kV. Fondazione per Isolatori e Scaricatori TG71/4, identificativo doc. Terna D C DS1000 U ST 00023, Rev. 00, aprile 2010.
- [3] TERNA Stazioni elettriche AT. *Tirante di fondazione per sostegno apparecchiature – S6100/30, disegno P001/D17*, Rev. 01, 2008
- [4] “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 14/01/2008.
- [5] UNI EN 1997-1, “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica”, febbraio 2005.
- [6] CEI 11-4 – 1998 “Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne”.
- [7] CEI 11-1 1999 “Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata”.
- [8] Rapporto CESI A8024476 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotti 150 kV – 220 kV – 380 kV. Descrizione dello svolgimento delle attività di verifica*, settembre 2008.
- [9] Documento TERNA: “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo” inviato via mail in data 11/04/2008.
- [10] CEI EN 50341-1 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 1: Prescrizioni generali – Specifiche comuni, Edizione VI, luglio 2005.
- [11] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Bozza di istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni, del 07/03/2008.

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo

Condizioni di utilizzo della fondazione

La fondazione è adeguata per:

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

Isolatore: ≤ 782 kg m;
Scaricatore: $\leq 2\,625$ 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, peso di volume immerso non inferiore a 900 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 11° , in corrispondenza a coesione pari a $0,22$ daN/cm²
- livello di falda a quota del piano campagna (terreno saturo)
- calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40$ N/mm²
- classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1)
- acciaio delle armature B450C



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



Data:	15/04/2010
Progettista:	Fabrizio Gatti
Redatto:	Alessandro Cadore
Verificato:	Fabrizio Gatti
Approvato:	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	15/04/10	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 00023 (5/6)	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 380 kV SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS1000 U ST 00021 rev. 00 COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS1000 U ST 00023 rev. 00 FONDAZIONI PER APPARECCHIATURE UNIPOLARI (PORTALE SBARRE) TG71/5	
RICAVATO DAL DOC. TERNA		

CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA		

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS1000 U ST 00023_5	---	A4	---	01/27

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

Cliente TERNA S.p.A. Roma

Oggetto STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO
ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI
Lotto 380 kV
Calcolo di verifica della fondazione TG71/5 per Portali sbarre

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

Note Rev. 00 – Lettera di trasmissione B0011414
I rapporti B0006402 e B0006405 sostituiscono ed annullano il rapporto A8035916

PUBBLICATO B0006405 (PAD - 1328077)

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

N. pagine 26

N. pagine fuori testo 0

Data 15 aprile 2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro
B0006405 114933 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio
B0006405 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi
B0006405 777241 APP



Mod. RISM v. 02

Indice

1	SCOPO	3
2	CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE	3
2.1	Caratteristiche geometriche	3
2.2	Caratteristiche dei materiali.....	4
2.3	Capacità portante della fondazione	4
2.4	Caratteristiche del terreno	5
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	6
3.1	Individuazione delle azioni	6
3.2	Condizione di carico da vento.....	6
3.3	Condizione di carico sismica.....	6
3.3.1	La simulazione delle condizioni sismiche.....	7
3.3.2	Componenti orizzontali	7
3.3.3	Componente verticale.....	7
3.3.4	Combinazione delle componenti dell'azione sismica	8
3.3.5	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	8
3.4	Condizione di carico da corto circuito.....	8
3.4.1	Definizione del carico da corto circuito	8
3.4.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	9
4	TIPO DI VERIFICA.....	9
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	9
5.1	Stati limite ultimi.....	9
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	9
5.1.2	Combinazioni eccezionali	10
5.1.3	Combinazioni sismiche	11
5.2	Stati limite di esercizio.....	11
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	11
7	CALCOLI DI VERIFICA	12
7.1	Sollecitazioni massime sulla fondazione.....	12
7.2	Verifica al ribaltamento.....	15
7.3	Verifica della capacità portante.....	16
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	16
7.5	Verifica strutturale.....	17
7.5.1	Verifica flessionale della piastra di base	17
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	19
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	19
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	22
9	CONCLUSIONI	23
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	24
APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo		25

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	15/04/2010	B0006405	Prima emissione

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione per Portali sbarre della sezione 380 kV.

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

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

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

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

2 CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE

2.1 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per portali sbarre 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 di un piedritto del portale sbarre.

La piastra ha dimensioni di 3,90 × 3,90 × 0,3 m; il batolo ha dimensioni 0,6 × 0,8 × 0,50 m, sporge dal terreno per 0,1 m, ed è provvisto di quattro tirafondi Ø 30 mm ([3]) 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 $\sigma_{rott} / R_b = 2.4 / R_i$ daN/cm².

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

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

Volume calcestruzzo [m ³]	Peso calcestruzzo armato (peso specifico di 2500 daN/m ³) [daN]	Ferri della piastra di base, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, armatura superiore	Ferri verticali batolo
4,803	12 008	14Ø12	14Ø12	8Ø14

2.2 Caratteristiche dei materiali

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

- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} = 332 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [4]);
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [4]);
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,1 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- 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 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 [4]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

2.3 Capacità portante della fondazione

La capacità portante della fondazione è stata valutata in modo parametrico considerando un terreno con peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/cm}^2$ e caratteristiche di angolo d'attrito ϕ' e coesione c' variabili, fino ad un minimo di $\phi' = 18^\circ$, in base alla formulazione contenuta nell'“Annex 4”, punto D.4 di [5]:

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

con:

c' = coesione drenata

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

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

γ' = peso immerso del terreno

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

ϕ' = angolo d'attrito drenato

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

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

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

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

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

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'

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

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

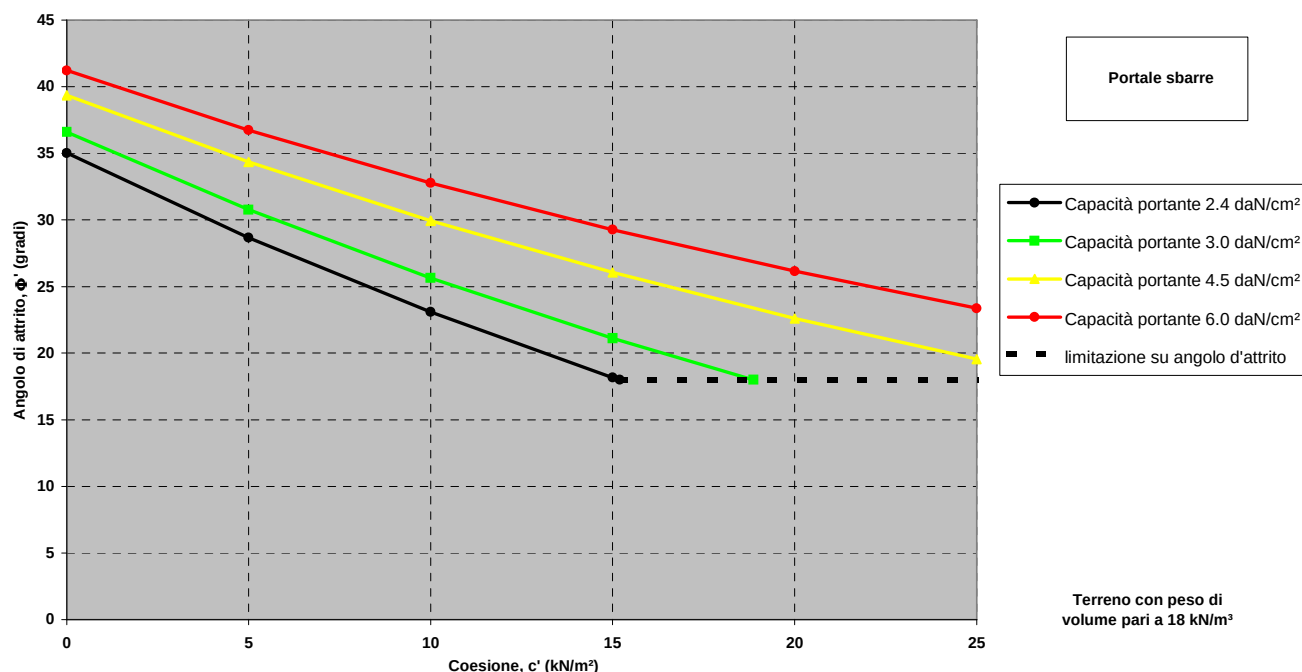
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

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 fondazione più sollecitata del Portale sbarre 380 kV ed alla combinazione di carico SLU EQU, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

La tensione di rottura minima del terreno per cui è verificata la fondazione è pari a 2,4 daN/cm². Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 18°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,15 daN/cm².

2.4 Caratteristiche del terreno

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

- Peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/m}^3$;
- Peso di volume immerso $\gamma' = 900 \text{ daN/m}^3$;
- Angolo di attrito $\Phi' = 18^\circ$;
- Coesione $c' = 0,15 \text{ daN/cm}^2$.

Il livello di falda è considerato al piano campagna.

3 DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

3.1 Individuazione delle azioni

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

- Vento;
- Sismica;
- Corto circuito.

I carichi sismici, quelli da corto circuito e quelli da perdita di carico sono definiti come eccezionali in [7], par. 3.2.

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente.

3.2 Condizione di carico da vento

In accordo con quanto riportato in [4] la valutazione dei carichi da vento, è stata fatta in base alle ipotesi e considerazioni di seguito riportate.

La pressione del vento agente sulla struttura è pari a:

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

con:

q_b = pressione cinetica di riferimento;

c_e = coefficiente di esposizione;

c_p = coefficiente di forma;

c_d = coefficiente dinamico.

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

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

- il coefficiente di esposizione c_e è stato valutato per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base all'altezza dello stesso (Rif. 3.3.7 di [4]), con riferimento alla categoria di esposizione III;
- il coefficiente c_p di forma viene considerato pari a 0,7; tale valore è stato verificato, per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base alla formulazione di c_p per corpi cilindrici riportata al paragrafo C3.3.10.6 di [11];
- il coefficiente c_d dinamico è stato assunto cautelativamente uguale ad 1 (vedi paragrafo 3.3.8 di [4]);
- il valore della pressione cinetica di riferimento q_b è stato valutato in base alla formulazione:

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

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

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

3.3 Condizione di carico sismica

L'illustrazione dettagliata dei criteri adottati per la identificazione della condizione di carico sismica è riportata in [8].

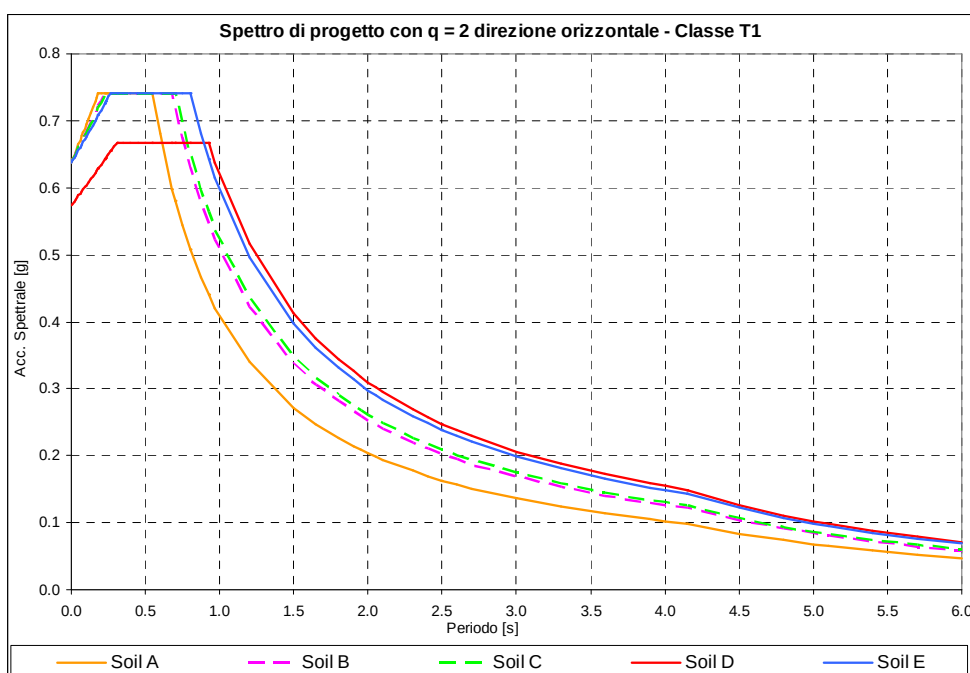
Di seguito sono illustrati gli spettri impiegati nella verifica.

3.3.1 La simulazione delle condizioni sismiche

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

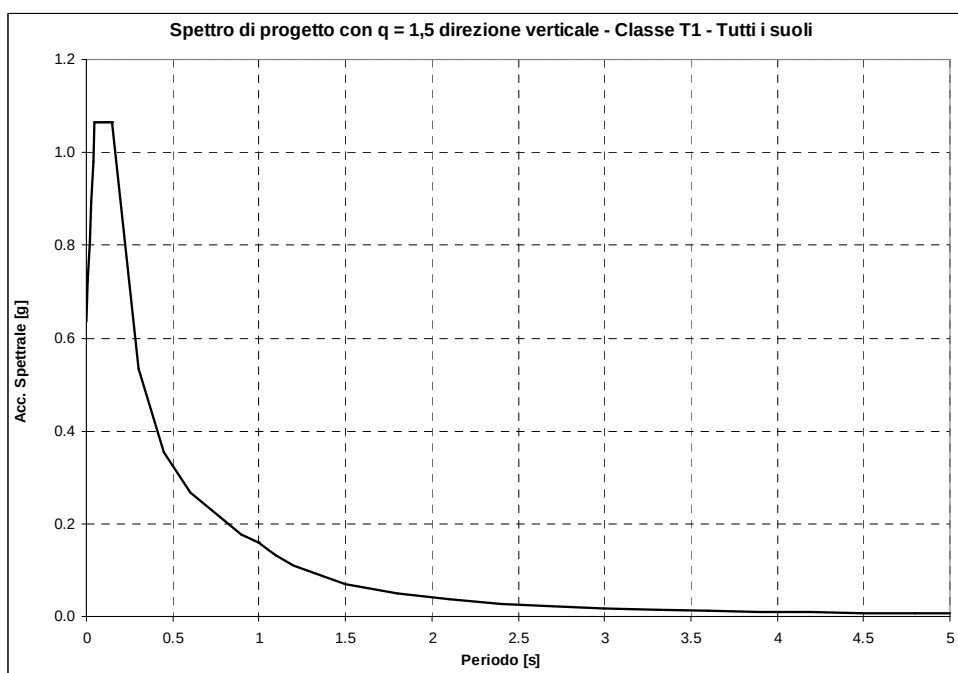
3.3.2 Componenti orizzontali

Il diagramma seguente riporta lo spettro di progetto relativo a tutti i suoli per le componenti orizzontali, con valore a_g pari a 6,247 g/10 e fattore di struttura pari a 2 (vedasi [4]).



3.3.3 Componente verticale

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



3.3.4 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni sismiche sono combinate secondo quanto previsto dalla tabella nel Cap.5, congruente con quanto riportato nel par. 7.3.5 di [4].

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

I collegamenti sono costituiti dalle sbarre. Di tali collegamenti si è opportunamente tenuto conto durante la modellazione in [1].

3.4 Condizione di carico da corto circuito

3.4.1 Definizione del carico da corto circuito

I carichi da corto circuito sono tratti dal rif. [9]. Il corto circuito non viene considerato contestualmente al sisma, anche se potrebbe essere causato da quest'ultimo. Trattasi, in questa interpretazione, di due eventi eccezionali la cui probabilità combinata di accadimento può essere considerata scarsa (vedasi [7], Par. 3.2).

In accordo a [9], si riconoscono sollecitazioni derivanti da tre tipi diversi di fenomeno, "pinch", "swing" e "drop", associati all'esplicitarsi del corto circuito: tali fenomeni, dal punto di vista strutturale, si traducono in un aumento del tiro tra l'apparecchiatura in esame e quella ad essa adiacente. Tuttavia, essi hanno dinamiche molto diverse: dell'ordine delle decine di millisecondi per il pinch, delle centinaia di millisecondi per lo swing. Nella pratica, le rispettive sollecitazioni possono essere perciò considerate come temporalmente disaccoppiate. Inoltre, la rapidità dei fenomeni di pinch e swing consente, in linea di principio, ad entrambi i tipi di sollecitazioni di agire sull'assieme apparecchiatura + sostegno, mentre la fondazione non è praticamente interessata al pinch ma, semmai, solo allo swing.

I valori di corto circuito, per cui le apparecchiature più sollecitate sono state verificate, sono stati desunti dal documento di riferimento [9] e derivano da un calcolo eseguito per una corrente di corto circuito pari a 63 kA. I valori con le relative direzioni di applicazione sono i seguenti:

Apparecchiatura	Swing [N] X (trasversale alle sbarre)	Pinch [N] Y	Drop [N]	
			Z	Y
Portale sbarre	8 440	7530	0	0

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

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

I collegamenti sono costituiti dalle sbarre. Di tali collegamenti si è opportunamente tenuto conto durante la modellazione in [1].

4 TIPO DI VERIFICA

Le attività di verifica delle fondazioni, vengono condotte sulla base dei criteri degli **stati limite ultimi** e degli **stati limite di esercizio** (Rif. [4]), a partire dalle più gravose condizioni di carico derivanti dall'analisi delle carpenterie di sostegno ad esse afferenti.

5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

5.1 Stati limite ultimi

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [4]), sono elencate nei paragrafi che seguono.

5.1.1 Combinazione fondamentale

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni fondamentali:

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

con:

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

G_1 = carichi permanenti;

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

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

γ_P = coefficiente parziale per pretensione e precompressione;

P = pretensione e precompressione;

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

Q_{k1} = azione variabile dominante;

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

ψ_{0j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1, i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3) ed i coefficienti parziali delle azioni contemplati per i diversi carichi (Rif. [4] Par. 2.6.1) rispettivamente per gli:

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

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

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

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

Tipo combinazione	Peso proprio	Vento X	Vento Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Fondamentale SLU_1	(*)	0.9	0.9	0	0	0	0
Fondamentale SLU_2	(*)	0.9	0.9	0	0	0	0
Fondamentale SLU_3	(*)	1.5	0.9	0	0	0	0
Fondamentale SLU_4	(*)	1.5	0.9	0	0	0	0
Fondamentale SLU_5	(*)	0.9	1.5	0	0	0	0
Fondamentale SLU_6	(*)	0.9	1.5	0	0	0	0

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

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

5.1.2 Combinazioni eccezionali

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni eccezionali:

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

con:

G_1 = carichi permanenti;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

P = pretensione e precompressione;

A_d = azione eccezionale;

ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3).

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

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

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

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

Tipo combinazione	Peso proprio	Vento X	Vento Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Eccezionale Perdita Carico_1	1	0	0	0	0	0	0
Eccezionale Perdita Carico_2	1	0	0	0	0	0	0
Eccezionale Corto Circuito	1	0	0	0	0	0	1

5.1.3 Combinazioni sismiche

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni sismiche:

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

con:

E = azione sismica;

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. [4] Par. 2.5.3).

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

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente all'azione sismica; nel caso in esame P è nullo; il valore di ψ_{2j}, associato ai carichi da vento, è assumibile anch'esso come nullo (vedasi tab. 2.5.I in par. 2.5.3 di [4]).

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

Tipo combinazione	Peso proprio	Vento X	Vento Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Sismica_1	1	0	0	1	0.3	0.3	0
Sismica_2	1	0	0	0.3	1	0.3	0
Sismica_3	1	0	0	0.3	0.3	1	0
Sismica_4	1	0	0	1	0.3	0.3	0
Sismica_5	1	0	0	0.3	1	0.3	0
Sismica_6	1	0	0	0.3	0.3	1	0

5.2 Stati limite di esercizio

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite di esercizio della fondazione, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [4]), sono quelle relative alle combinazioni sismiche menzionate in precedenza.

6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La fondazione è stata verificata nei confronti dei seguenti fenomeni:

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

Le verifiche sono state effettuate considerando l'Approccio 1 con Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M2+R2) e l'Approccio 2 con (A1+M1+R3) (Rif. [4] Par. 6.2.3.1 e 6.4.2.1).

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

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

7 CALCOLI DI VERIFICA

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

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 sulla fondazione

Per la verifica della fondazione si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alla fondazione:

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

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

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

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Portale sbarre (nodo 100335)	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU EQU	-7 487	1 270	-6 394	-1 462	1 442
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU EQU	-4 492	762	-10 670	-2 441	3 076
	Minima azione assiale	SLU EQU	-4 492	762	-10 670	-2 441	3 076

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Portale sbarre (nodo 100335)	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A2-M2-R2	-6 489	1 101	-6 391	-1 461	1 330
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A2-M2-R2	-4 492	762	-9 242	-2 114	2 419
	Minima azione assiale	SLU A2-M2-R2	-4 492	762	-9 242	-2 114	2 419

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Portale sbarre (nodo 100335)	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A1-M1-R3	-7 487	1 270	-6 385	-1 458	993
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A1-M1-R3	-4 492	762	-10 661	-2 438	2 628
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	-4 492	762	-10 661	-2 438	2 628

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:

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

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

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

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

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

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

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Portale sbarre (nodo 100335)	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU EQU	-8 503	1 270	-7 563	-1 462	-9 814
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU EQU	-5 102	762	-12 623	-2 441	-8 180
	Minima azione assiale	SLU EQU	-5 102	762	-12 623	-2 441	-8 180

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Portale sbarre (nodo 100335)	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A2-M2-R2	-7 370	1 101	-7 560	-1 461	-11 177
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A2-M2-R2	-5 102	762	-10 933	-2 114	-10 087
	Minima azione assiale	SLU A2-M2-R2	-5 102	762	-10 933	-2 114	-10 087

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Portale sbarre (nodo 100335)	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU A1-M1-R3	-8 503	1 270	-7 551	-1 458	-15 266
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU A1-M1-R3	-5 102	762	-12 611	-2 438	-13 631
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	-5 102	762	-12 611	-2 438	-13 631

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]	18
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.314
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.15
Peso volume terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	900
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	1000
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	250
Peso specifico calcestruzzo, γ_{ds} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{ds} [daN/m ³]	1500
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX [cm]	390
Lato maggiore piastra, BY [cm]	390
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_1 [cm]	10

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

7.2 Verifica al ribaltamento

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

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

Portale sbarre (nodo 100335) - Combinazione SLU EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	8,503	5,102	5,102
M stab X' [daNm]	19,138	15,950	15,950
$\mu_{rib} X' [-]$	2.25	3.13	3.13
$\mu_{rib} X' > 1 ?$	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	7,563	12,623	12,623
M stab Y' [daNm]	19,138	15,950	15,950
$\mu_{rib} Y' [-]$	2.53	1.26	1.26
$\mu_{rib} Y' > 1 ?$	SI	SI	SI

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

7.3 Verifica della capacità portante

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

Portale sbarre (nodo 100335) - Combinazione A1-M1-R3 (minimo rapporto $R_i - \sigma_{rott\ terr} / \sigma_{terreno}$ e massima $\sigma_{terreno}$)

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.56	0.37	0.37
Controllo parzializzazione	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.49	0.93	0.93
Controllo parzializzazione	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY / BY [-]	0.143	0.096	0.096
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.127	0.237	0.237
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	152,100		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	2.709	3.379	3.379
Tensione terreno, σ_t [daN/cm ²]	0.27	0.30	0.30
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	8.83	7.92	7.92
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t > 2.3 ?$	SI	SI	SI

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

7.4 Verifica a scorrimento sul piano di posa

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

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

Portale sbarre (nodo 100335) - Combinazione SLU 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]	3,189	2,658	2,658
μ sic X' [-]	2.18	1.09	1.09
mu sic X' > 1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	3,189	2,658	2,658
μ sic Y' [-]	2.51	3.49	3.49
mu sic Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Portale sbarre (nodo 100335) - Combinazione 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]	2,905	2,622	2,622
μ sic X [-]	1.99	1.24	1.24
mu sic X > 1.1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	2,905	2,622	2,622
μ sic Y [-]	2.64	3.44	3.44
mu sic Y > 1.1 ?	SI	SI	SI

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

7.5 Verifica strutturale

Lo schema strutturale adottato per la verifica delle sporgenze della base della fondazione rispetto al batolo è quello di trave incastrata ad un'estremità, di luce pari alle dimensioni della sporgenza stessa, ovvero 1,55 m in direzione X e 1,65 m in direzione Y, di spessore pari a quello della piastra di fondazione (0,30 m) e di larghezza pari alla piastra (3,90 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
- 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 0,30 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno: $q_t = 900 \times 10^{-6} \times 40 \times 390 = 14,04$ daN/cm;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times 30 \times 390 = 17,55$ daN/cm;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno: $q = 0,30 \times 390 = 117,00$ daN/cm.

Il momento flettente massimo è quindi:

in direzione X: $(117,00 - 14,04 - 17,55) / 100 \times 155,0^2 / 2 = 10\,260 \text{ daN}\cdot\text{m}$;

in direzione Y: $(117,00 - 14,04 - 17,55) / 100 \times 165,0^2 / 2 = 11\,627 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

Si considera un'unica sezione con le seguenti caratteristiche, essendo la piastra di base simmetrica nelle due direzioni:

- Sezione: 390 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 14 Ø12
- Armatura inferiore: 14 Ø12

e la si verifica nei confronti del valore massimo di momento calcolato.

Titolo: Fondazione portale sbarre 380 kV: Flessione sporgenza piastra di b

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	3900	300

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1583	46
2	1583	254

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 116.266 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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 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} 175 kNm

σ_c -18.81 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 39.27 ‰
d 254 mm
x 20.79 x/d 0.08184
δ 0.7

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

Sezione C...
File

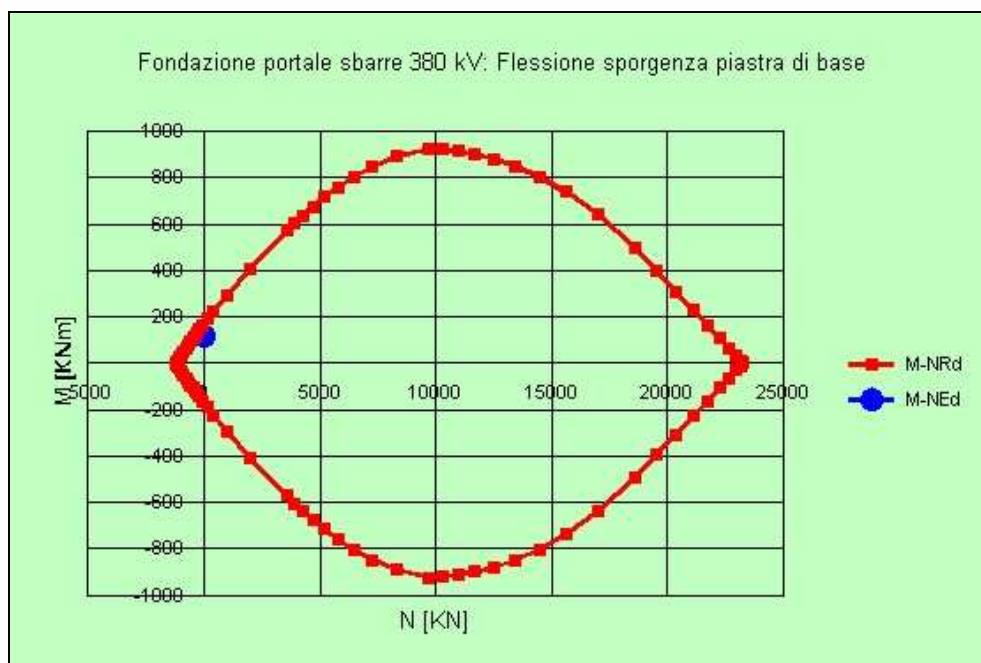
Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 mm Col. modello

☐ Precompresso



Essendo il momento sollecitante, M_{xSd} , inferiore al momento resistente, M_{xRd} , 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: $(117,00 - 14,04 - 17,55) \times 155,0 = 13\,239 \text{ daN}$;

in direzione Y: $(117,00 - 14,04 - 17,55) \times 165,0 = 14\,093 \text{ daN}$.

La sezione viene verificata nei confronti del valore massimo di taglio calcolato, essendo essa la stessa nelle due direzioni.

Applicando la formulazione 4.1.14 di [4] al caso in esame, limitatamente alla sola sezione normale ad un'asse della fondazione:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 49\,755 \text{ daN}$
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 14\,093 \text{ daN}$

Essendo $V_{Ed} < V_{Rd}$ 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 Ø14
- II livello armatura: 2 Ø14
- III livello armatura: 3 Ø14

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 fondamentale SLU A1-M1, la più penalizzante, nei casi di massimo momento attorno ad un asse parallelo e trasversale alla linea.

Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Portale sbarre - nodo 100335)

Titolo : Fondazione portale sbarre 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]
1	1.54	4.6	4.6
2	1.54	40	4.6
3	1.54	75.4	4.6
4	1.54	4.6	30
5	1.54	4.6	55.4
6	1.54	75.4	30

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

N Ed -26.73 **0** kN
M xEd 118.876 **0** kNm
M yEd 48.735 **0** kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

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

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

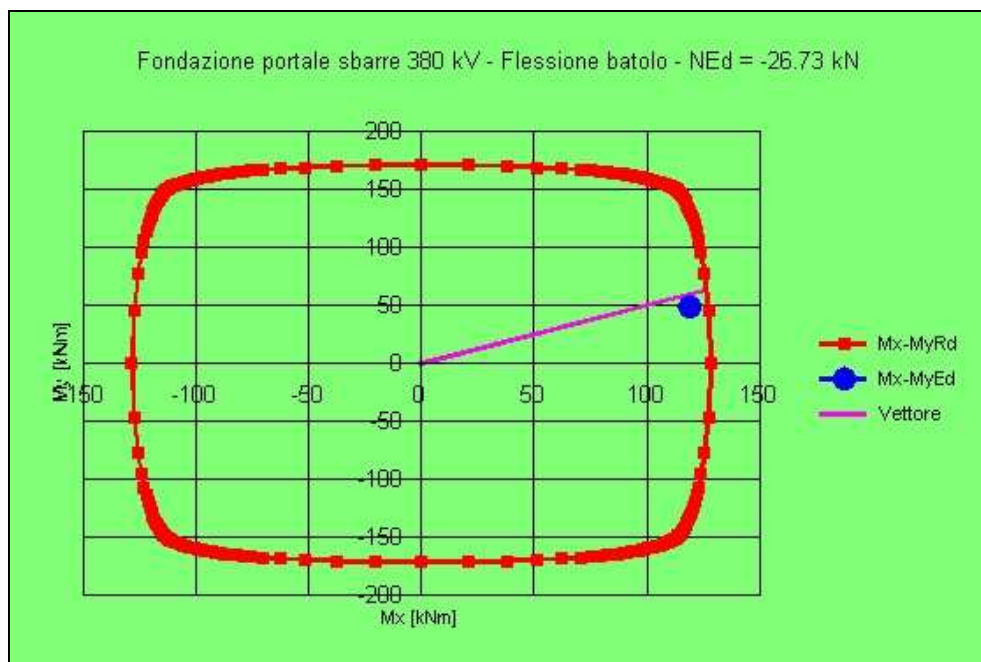
N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

M xRd 126.4 kN m
M yRd 63.53 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 35.69 ‰
d 59.03 cm
x 5.272 **x/d** 0.08931
 δ 0.7

angolo asse neutro θ° 357.18

☐ Precompresso



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (Portale sbarre - nodo 100335)

Titolo: Fondazione portali sbarre 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]
1	1.54	4.6	4.6
2	1.54	40	4.6
3	1.54	75.4	4.6
4	1.54	4.6	30
5	1.54	4.6	55.4
6	1.54	75.4	30

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. ☒ Metodo n

N° Ed: -10.384 **0** kN
M_x Ed: 71.217 **0** kNm
M_y Ed: 81.224 **0** kNm

P.to applicazione N:
☐ Centro ☒ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] 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** N/mm²
 E_s/E_c **15** f_{cc}/f_{cd} **0.8** [?] $\sigma_{c,adm}$ **12.25** N/mm²
 ε_{syd} **1.957** ‰ τ_{co} **0.7333** N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ **255** N/mm² τ_{c1} **2.114** N/mm²

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

Tipologia flessione:
☐ Retta ☒ Deviata

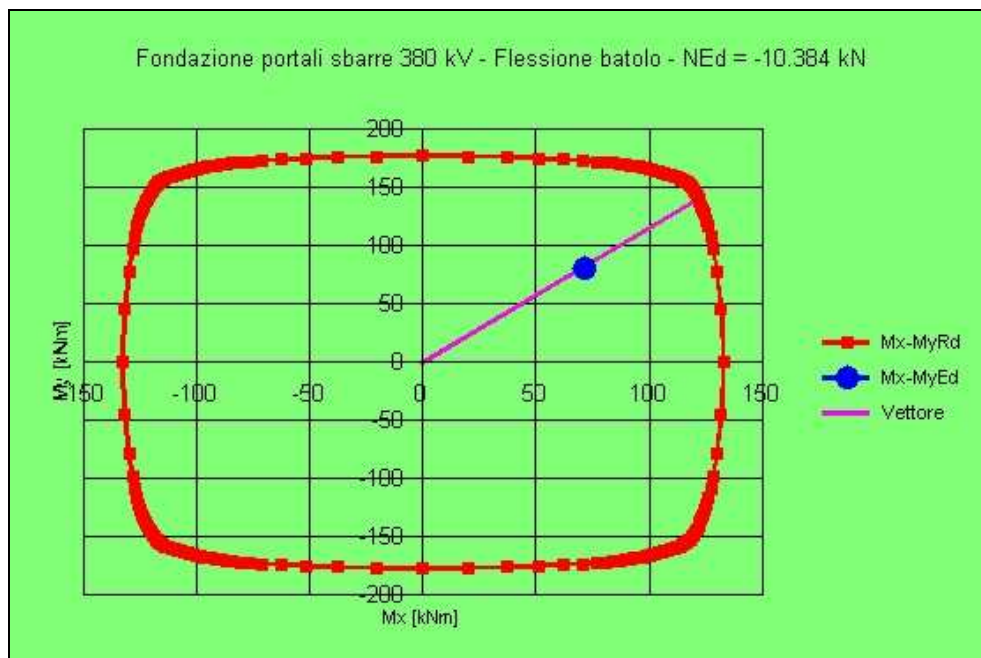
N° rett. **100**

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° **339.37**

☐ Precompresso

M_xRd **122.1** kN m
M_yRd **139.7** kN m
 σ_c **-18.81** N/mm²
 σ_s **391.3** N/mm²
 ε_c **3.5** ‰
 ε_s **17.46** ‰
d **77.85** cm
x **13** **x/d** **0.167**
 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).

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 $E' = 2$ MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 0,82$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1,0$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 7,26$ kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 7,26 \cdot 3,90 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 0,82 = 0,0105 \text{ m} = 1,05 \text{ cm}$$

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 4,17, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{6,03}{3,90^2 \cdot 3,90} \cdot 4,17 = 0,0002$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 0,08 \text{ cm}$

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{45,63}{3,90^2 \cdot 3,90} \cdot 4,17 = 0,0015$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,57 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 1,7 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 TG71/5 risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel par. 2.4 e nell'Appendice 1 del presente rapporto, per i tipi di terreno con tensione di rottura indicati nel Par. 2.3.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Rapporto CESI A8035911 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotto 380 kV, Verifica strutturale della carpenteria di sostegno per portale sbarre*, rev. 00, dicembre 2008.
- [2] TERNA Stazioni elettriche A.T. 380 kV. Fondazione per Portali sbarre TG71/5, identificativo doc. Terna D C DS1000 U ST 00023, Rev. 00, aprile 2010.
- [3] TERNA Stazioni elettriche AT. *Tirante di fondazione per sostegno apparecchiature – S6100/30, disegno P001/D17*, Rev. 01, 2008
- [4] “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 14/01/2008.
- [5] UNI EN 1997-1, “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica”, febbraio 2005.
- [6] CEI 11-4 – 1998 “Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne”.
- [7] CEI 11-1 1999 “Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata”.
- [8] Rapporto CESI A8024476 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotti 150 kV – 220 kV – 380 kV. Descrizione dello svolgimento delle attività di verifica*, settembre 2008.
- [9] Documento TERNA: “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo” inviato via mail in data 11/04/2008.
- [10] CEI EN 50341-1 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 1: Prescrizioni generali – Specifiche comuni, Edizione VI, luglio 2005.
- [11] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Bozza di istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni, del 07/03/2008.

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo

Condizioni di utilizzo della fondazione

La fondazione è adeguata per:

- vento generante una pressione inferiore o uguale a quella ricavabile con i seguenti parametri:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione III
 - $v_b = 48$ m/s
- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - categoria topografica T1
 - $a_g \leq 0,62$ g/10
 - $F_o = 2,33$
 - $T_C^* = 0,55$ s
 - accelerazione spettrale massima:
 - orizzontale $\leq 0,742$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - verticale $\leq 1,066$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
- momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore dell'elemento di interfaccia POS. 2):
 - Portale sbarre: $\leq 4\,230$ 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, peso di volume immerso non inferiore a 900 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 18° , in corrispondenza a coesione pari a $0,15$ daN/cm²
- livello di falda a quota del piano campagna (terreno saturo)
- calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40$ N/mm²
- classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1)
- acciaio delle armature B450C

^(#) 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.



Data:	15/04/2010
Progettista:	Fabrizio Gatti
Redatto:	Alessandro Cadore
Verificato:	Fabrizio Gatti
Approvato:	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	15/04/10	Prima emissione	M. Amoretti	V. Iuliani	E. Di Bartolomeo
	NL	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO	
Relazione di calcolo	R C DS1000 U ST 00023 (6/6)	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 380 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS1000 U ST 00021 rev. 00	
---	CONSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS1000 U ST 00023 rev. 00	
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONI PER APPARECCHIATURE UNIPOLARI (monoblocco TA + ISOLATORE)	
---	TG71/6	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS1000 U ST 00023_6	---	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. E' vietata qualsiasi forma di riproduzione o di divulgazione senza l'esplicito consenso di Terna S.p.A.
This document contains information proprietary to Terna S.p.A. and it will have to be used exclusively for the purposes for which it has been furnished.
Whichever shape of spreading or reproduction without the written permission of Terna S.p.A. is prohibited.

Cliente TERNA S.p.A. Roma

Oggetto STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO
ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI
Lotto 380 kV
**Calcolo di verifica della fondazione monoblocco TG71/6 per Trasformatore di corrente
TA e Sostegno isolante**

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

Note Rev. 00 – Lettera di trasmissione B0011414

PUBBLICATO A9036110 (PAD - 1328063)

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

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

Data 15 aprile 2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro

A9036110 114933 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio

A9036110 114963 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi

A9036110 777241 APP



Mod. RISM v. 02

Indice

1	SCOPO	4
2	CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE	4
2.1	Caratteristiche geometriche	4
2.2	Caratteristiche dei materiali.....	5
2.3	Capacità portante della fondazione	5
2.4	Caratteristiche del terreno	7
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	8
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore.....	8
3.6	Condizione di carico sismica.....	8
3.6.1	La simulazione delle condizioni sismiche	8
3.6.2	Componenti orizzontali	9
3.6.3	Componente verticale.....	9
3.6.4	Combinazione delle componenti dell'azione sismica	10
3.6.5	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	10
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	10
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	10
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	11
4	TIPO DI VERIFICA.....	11
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	11
5.1	Stati limite ultimi.....	11
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	11
5.1.2	Combinazioni eccezionali	12
5.1.3	Combinazioni sismiche	13
5.2	Stati limite di esercizio	13
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	13
7	CALCOLI DI VERIFICA	14
7.1	Sollecitazioni massime sulla fondazione.....	14
7.2	Verifica al ribaltamento.....	18
7.3	Verifica della capacità portante.....	18
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	19
7.5	Verifica strutturale.....	20
7.5.1	Verifica flessionale della fondazione	20
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	25
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	26
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	31
9	CONCLUSIONI	32
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	33

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo 34

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	15/04/2010	A9036110	Prima emissione

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione monoblocco per Trasformatore di corrente TA e Sostegno isolante della sezione 380 kV da ubicarsi in corrispondenza al parallelo sbarre.

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

Trasformatori di corrente TA

- TG 420;
- TG/E 420;

Sostegni isolanti

- Sostegno Isolante J01/3 380 kV.

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

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

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

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

2 CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE

2.1 Caratteristiche geometriche

La fondazione monoblocco di supporto per trasformatore di corrente TA e sostegno isolante 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 rispettivamente i plinti di appoggio di un trasformatore di corrente TA e di un sostegno isolante.

La piastra ha dimensioni di $3,90 \times 2,80 \times 0,3$ m; i batoli hanno dimensioni $0,6 \times 0,8 \times 0,85$ m, sporgono dal terreno per 0,1 m, sono disposti a 90° l'uno rispetto all'altro (batolo per Sostegno isolante con lato maggiore parallelo alla direzione di linea) e sono provvisti di quattro tirafondi $\varnothing 30$ mm ([3]) disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm, per l'installazione delle apparecchiature. I batoli sono posizionati sulla mezzeria della piastra in direzione ortogonale alla linea (cioè lungo il lato minore della fondazione), mentre hanno eccentricità rispetto alla piastra stessa pari a 1,00 m in direzione parallela alla linea (cioè lungo il lato maggiore 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 $\sigma_{rott} / R_{i,2} = 2.4 / R_i$ daN/cm².

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

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

Volume calcestruzzo [m ³]	Peso calcestruzzo armato (peso specifico di 2500 daN/m ³) [daN]	Ferri della piastra di base in direzione X, armatura inferiore e superiore	Ferri della piastra di base in direzione Y, armatura inferiore e superiore	Ferri verticali batolo TA	Ferri verticali batolo Sostegno isolante
4,092	10 230	14Ø16	10Ø16	9Ø10	8Ø10

2.2 Caratteristiche dei materiali

Il calcestruzzo della fondazione è in classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ N/mm²), con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} = 332$ daN/cm²;
- 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 $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,1$ daN/cm²;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500$ daN/m³;
- 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 $c = 4$ cm.

La resistenza a taglio V_{Rd} , per elementi ipotizzati senza armatura trasversale resistente a taglio, viene calcolata in base alla formulazione 4.1.14 del Par. 4.1.2.1.3.1 di [4].

Il calcestruzzo del magrone di sottofondazione è di classe $R_{ck} \geq 15$ N/mm².

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

- Tensione di snervamento $f_{yk} = 4500$ daN/cm²;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio $\gamma_s = 1,15$ (Par. 4.1.2.1.1.3 di [4]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913$ daN/cm².

2.3 Capacità portante della fondazione

La capacità portante della fondazione è stata valutata in modo parametrico considerando un terreno con peso di volume $\gamma_t = 1800$ daN/cm² e caratteristiche di angolo d'attrito ϕ' e coesione c' variabili, fino ad un minimo di $\phi' = 12^\circ$, in base alla formulazione contenuta nell'“Annex 4”, punto D.4 di [5]:

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

con:

c' = coesione drenata

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

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

γ' = peso immerso del terreno

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

ϕ' = angolo d'attrito drenato

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

B' = larghezza efficace della fondazione

L' = lunghezza efficace della fondazione

H = carico orizzontale sulla fondazione

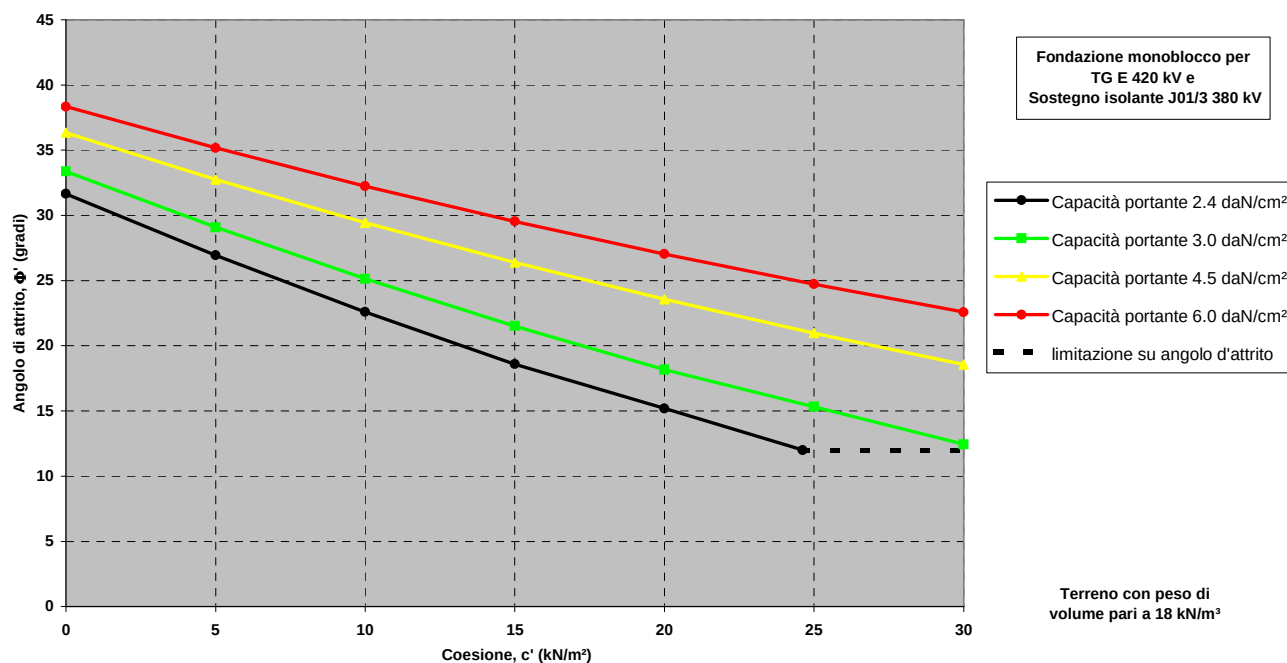
V = carico verticale sulla fondazione

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

e_B = eccentricità del carico in direzione della larghezza della fondazione

e_L = eccentricità del carico in direzione della lunghezza della fondazione

ottenendo le seguenti curve:



I carichi considerati per le valutazioni sono quelli relativi al trasformatore di corrente TG/E 420 ed al Sostegno Isolante J01/3 380 kV con combinazione di carico Sismica, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

La tensione di rottura minima del terreno per cui è verificata la fondazione è pari a 2,4 daN/cm². Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 12°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,25 daN/cm².

2.4 Caratteristiche del terreno

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

- Peso di volume $\gamma_t = 1\,800\text{ daN/m}^3$;
- Peso di volume immerso $\gamma' = 900\text{ daN/m}^3$;
- Angolo di attrito $\Phi' = 12^\circ$;
- Coesione $c' = 0,25\text{ daN/cm}^2$.

Il livello di falda è considerato al piano campagna.

3 DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

3.1 Individuazione delle azioni

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

- Tiro di linea a $-20\text{ }^\circ\text{C}$ (zona B) – Tiro semplice;
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B) – Tiro composto;
- Montaggio (vedi Par. 3.2.2 del rif. [7]);
- Vento;
- Perdita di carico per rottura di un conduttore;
- Sismica;
- Corto circuito.

I carichi sismici, quelli da corto circuito e quelli da perdita di carico sono definiti come eccezionali in [7], par. 3.2.

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente.

3.2 Condizione di carico di linea

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

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

Tali valori, la cui entità è stata comunicata da Terna con apposito documento (Rif. [9]), sono riportati nella tabella che segue; per le verifiche dei sostegni e delle fondazioni di ogni apparecchiatura essi sono considerati applicati bilateralmente in direzione della linea.

Apparecchiatura	Tiro semplice [N]	Tiro composto [N]
Isolatore	1 050	1 790
Trasformatore di corrente TA	1 050	1 790

3.3 Montaggio

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

3.4 Condizione di carico da vento

In accordo con quanto riportato in [4] la valutazione dei carichi da vento, è stata fatta in base alle ipotesi e considerazioni di seguito riportate.

La pressione del vento agente sulla struttura è pari a:

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

con:

q_b = pressione cinetica di riferimento;

c_e = coefficiente di esposizione;

c_p = coefficiente di forma;

c_d = coefficiente dinamico.

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

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

- il coefficiente di esposizione c_e è stato valutato per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base all'altezza dello stesso (Rif. 3.3.7 di [4]), con riferimento alla categoria di esposizione III;
- il coefficiente c_p di forma viene considerato pari a 0,7; tale valore è stato verificato, per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base alla formulazione di c_p per corpi cilindrici riportata al paragrafo C3.3.10.6 di [11];
- il coefficiente c_d dinamico è stato assunto cautelativamente uguale ad 1 (vedi paragrafo 3.3.8 di [4]);
- il valore della pressione cinetica di riferimento q_b è stato valutato in base alla formulazione:

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

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

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

3.5 Perdita di carico per rottura di un conduttore

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

3.6 Condizione di carico sismica

L'illustrazione dettagliata dei criteri adottati per la identificazione della condizione di carico sismica è riportata in [8].

Di seguito sono illustrati gli spettri impiegati nella verifica.

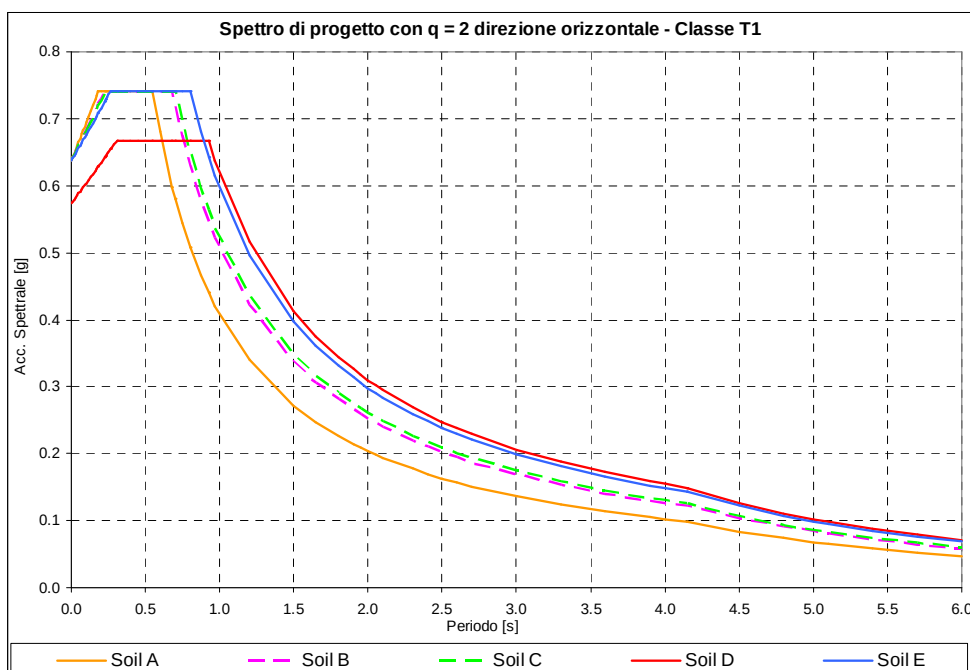
3.6.1 La simulazione delle condizioni sismiche

Per quanto riguarda la metodologia di calcolo per la determinazione delle sollecitazioni sismiche, essa si basa sulla considerazione, già verificata nel corso di SISMISTA, che la fondazione è soggetta alle

sollecitazioni derivanti dalla risposta dinamica del sovrastante assieme carpenteria-apparecchiatura: tale assieme si configura come un sistema dinamico la cui frequenza fondamentale si colloca, in generale, all'interno della banda di frequenze di massima amplificazione dello spettro di progetto. La massima accelerazione di risposta al sisma, costituisce perciò, moltiplicata per la massa complessiva dell'assieme concentrata nel suo baricentro, la forzante del sistema. La presenza di componenti diverse dalla fondamentale nella risposta sismica è tenuta in conto con un coefficiente posto uguale a 1,2, con riferimento alla norma INGENDESA ETGI-1.020, Novembre 1997 *Especificaciones tecnicas generales. Diseno sismico- Version resumida*, di largo impiego nella qualificazione sismica di apparecchiature elettromeccaniche di sottostazione per via sperimentale ed analitica.

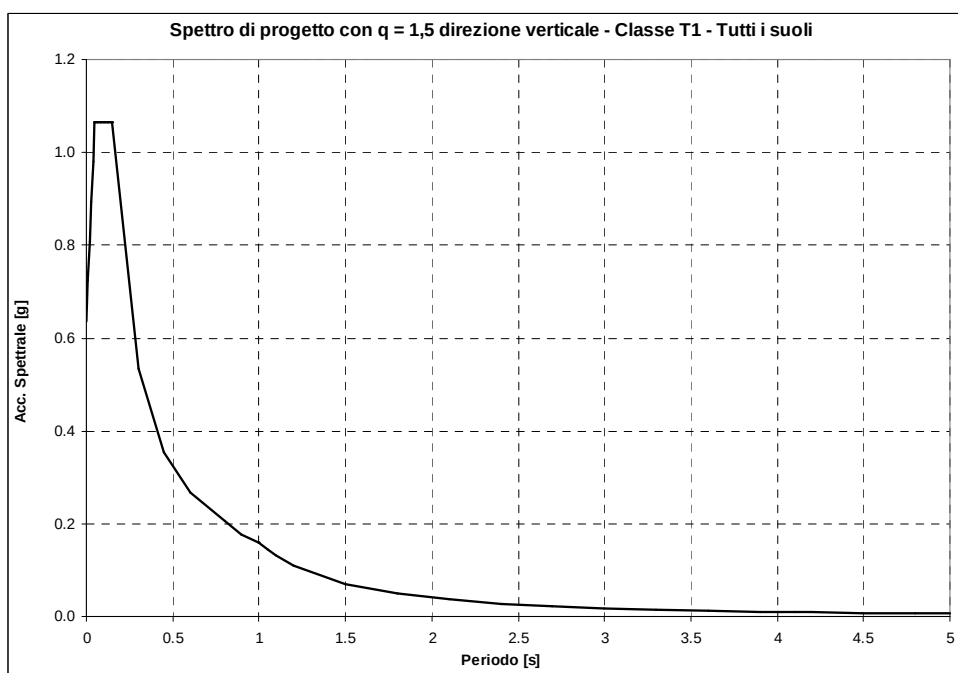
3.6.2 Componenti orizzontali

Il diagramma seguente riporta lo spettro di progetto relativo a tutti i suoli per le componenti orizzontali, con valore a_g pari a 6,247 g/10 e fattore di struttura pari a 2 (vedasi [4]).



3.6.3 Componente verticale

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



3.6.4 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni sismiche sono combinate secondo quanto previsto dalla tabella nel Cap.5, congruente con quanto riportato nel par. 7.3.5 di [4].

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; 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 tratti dal rif. [9]. Il corto circuito non viene considerato contestualmente al sisma, anche se potrebbe essere causato da quest'ultimo. Trattasi, in questa interpretazione, di due eventi eccezionali la cui probabilità combinata di accadimento può essere considerata scarsa (vedasi [7], Par. 3.2).

In accordo a [9], si riconoscono sollecitazioni derivanti da tre tipi diversi di fenomeno, "pinch", "swing" e "drop", associati all'esplicarsi del corto circuito: tali fenomeni, dal punto di vista strutturale, si traducono in un aumento del tiro tra l'apparecchiatura in esame e quella ad essa adiacente. Tuttavia, essi hanno dinamiche molto diverse: dell'ordine delle decine di millisecondi per il pinch, delle centinaia di millisecondi per lo swing. Nella pratica, le rispettive sollecitazioni possono essere perciò considerate come temporalmente disaccoppiate. Inoltre, la rapidità dei fenomeni di pinch e swing consente, in linea di principio, ad entrambi i tipi di sollecitazioni di agire sull'assieme apparecchiatura + sostegno, mentre la fondazione non è praticamente interessata al pinch ma, semmai, solo allo swing.

I valori di corto circuito, per cui le apparecchiature più sollecitate sono state verificate, sono stati desunti dal documento di riferimento [9] e derivano da un calcolo eseguito per una corrente di corto circuito pari a 63 kA. I valori con le relative direzioni di applicazione sono i seguenti:

Apparecchiatura	Swing [N] X	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
			Z	Y
Trasformatore di corrente TA	5 540	10 280	5 416	13 278
Sostegno isolante	5 570	5 100	3 010	7 380

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

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; 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. [4]), a partire dalle più gravose condizioni di carico derivanti dall'analisi delle carpenterie di sostegno ad esse afferenti.

5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

5.1 Stati limite ultimi

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [4]), sono elencate nei paragrafi che seguono.

5.1.1 Combinazione fondamentale

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni fondamentali:

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

con:

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

G_1 = carichi permanenti;

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

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

γ_P = coefficiente parziale per pretensione e precompressione;

P = pretensione e precompressione;

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

Q_{k1} = azione variabile dominante;

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

ψ_{0j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1, i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3) ed i coefficienti parziali delle azioni contemplati per i diversi carichi (Rif. [4] Par. 2.6.1) rispettivamente per gli:

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

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

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

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

Tipo combinazione	Peso proprio	Tiro semplice	Tiro composto	Montaggio	Vento X	Vento Y	Perdita di tiro semplice	Perdita di tiro composto	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Fondamentale SLU 1	(*)	1.5	0	1.5	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU 2	(*)	0	1.5	1.5	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU 3	(*)	1.5	0	1.5	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU 4	(*)	0	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU 5	(*)	1.5	0	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU 6	(*)	0	1.5	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0

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

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

5.1.2 Combinazioni eccezionali

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni eccezionali:

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

con:

G_1 = carichi permanenti;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

P = pretensione e precompressione;

A_d = azione eccezionale;

ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [4] Par. 2.5.3).

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

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

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

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

Tipo combinazione	Peso proprio	Tiro semplice	Tiro composto	Montaggio	Vento X	Vento Y	Perdita di tiro semplice	Perdita di tiro composto	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Eccezionale Perdita Carico 1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Eccezionale Perdita Carico 2	1	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Eccezionale Corto Circuito	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

5.1.3 Combinazioni sismiche

In accordo a [4] (Par. 2.5.3) le combinazioni sismiche:

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

con:

E = azione sismica;

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. [4] Par. 2.5.3).

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

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente all'azione sismica; nel caso in esame P è nullo; il valore di ψ_{2j}, associato ai carichi da vento, è assumibile anch'esso come nullo (vedasi tab. 2.5.I in par. 2.5.3 di [4]).

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

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

5.2 Stati limite di esercizio

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite di esercizio della fondazione, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [4]), sono quelle relative alle combinazioni sismiche menzionate in precedenza.

6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La fondazione è stata verificata nei confronti dei seguenti fenomeni:

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

Le verifiche sono state effettuate considerando l'Approccio 1 con Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M2+R2) e l'Approccio 2 con (A1+M1+R3) (Rif. [4] Par. 6.2.3.1 e 6.4.2.1).

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

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

7 CALCOLI DI VERIFICA

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

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 su due appoggi (in corrispondenza dell'applicazione delle sollecitazioni provenienti dalla struttura sovrastante), con due mensole laterali, lungo il lato lungo e, in sicurezza, 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.

Non si ritiene necessaria la verifica a punzonamento, dati la geometria e le entità dei carichi normali trasmessi.

Si verifica inoltre a presso-flessione deviata la sezione d'incastro del singolo batolo.

Non si ritengono necessarie le verifiche a taglio e punzonamento del batolo, dati la geometria e le entità dei carichi normali e di taglio trasmessi.

7.1 Sollecitazioni massime sulla fondazione

Per la verifica della fondazione si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alla fondazione:

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

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

Le tabelle che seguono riportano, per ogni condizione di verifica, i valori di M_x , M_y , T_x , T_y e N agenti complessivamente sulla fondazione; tali valori sono le sollecitazioni globali applicate dalle strutture di supporto delle apparecchiature alla base superiore dei batoli.

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Trasformatore di corrente TA + Sostegno isolante	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	Sismica	9 757	2 127	2 927	638	-1 942
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	Sismica	2 927	638	9 757	2 127	-1 942
	Minima azione assiale	Sismica	2 927	638	2 927	638	-900

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Trasformatore di corrente TA + Sostegno isolante	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A1-M1-R3	9 995	2 411	5 502	1 266	-3 106
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A1-M1-R3	6 327	1 566	9 170	2 111	-3 106
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	6 327	1 566	5 502	1 266	-3 106

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Trasformatore di corrente TA + Sostegno isolante	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU EQU	9 995	2 411	5 502	1 266	-2 150
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU EQU	6 327	1 566	9 170	2111	-2 150
	Minima azione assiale	SLU EQU	6 327	1 566	5 502	1 266	-2 150

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

- $MX = M_x + T_y \cdot H$
- $MY = M_y + T_x \cdot H$

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

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

- $TX = T_x$
- $TY = T_y$
- $NZ = N_z + P$

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 quindi:

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Trasformatore di corrente TA + Sostegno isolante	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	Sismica	14 076	2 127	3 661	638	-12 062
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	5 534	638	12 203	2 127	-12 062
	Minima azione assiale	Sismica	5 279	638	3 661	638	-5 443

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Trasformatore di corrente TA + Sostegno isolante	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU A1-M1-R3	15 142	2 411	6 958	1 266	-19 368
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU A1-M1-R3	10 503	1 566	11 597	2 111	-19 368
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	10 503	1 566	6 958	1 266	-19 368

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Trasformatore di corrente TA + Sostegno isolante	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU EQU	14 640	2 411	6 958	1 266	-13 408
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU EQU	10 001	1 566	11 597	2 111	-13 408
	Minima azione assiale	SLU EQU	10 001	1 566	6 958	1 266	-13 408

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]	12
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.209
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.25
Peso volume terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	900
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	1000
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	250
Peso specifico calcestruzzo, γ_{ds} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{ds} [daN/m ³]	1500
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX [cm]	280
Lato maggiore piastra, BY [cm]	390
Lato maggiore batolo, b [cm]	80
Lato minore batolo comprensivo di pozzetto, l' [cm]	125
Lato minore batolo senza pozzetto, l [cm]	60
Eccentricità batolo, e_{BY} [cm]	100
Eccentricità batolo, e_{BX} [cm]	0
Altezza batolo, D [cm]	85
Altezza piastra, d [cm]	30
Spessore fondazione, sp [cm]	115
Spessore fondazione fuori terra, sp_n [cm]	10

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

7.2 Verifica al ribaltamento

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

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

Combinazione Sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	14,076	5,534	5,279
M stab X [daNm]	23,521	23,521	10,615
$\mu_{rib X} [-]$	1.67	4.25	2.01
$\mu_{rib X} > 1 ?$	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	3,661	12,203	3,661
M stab Y [daNm]	16,887	16,887	7,621
$\mu_{rib Y} [-]$	4.61	1.38	2.08
$\mu_{rib Y} > 1 ?$	SI	SI	SI

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

7.3 Verifica della capacità portante

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

Combinazione 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]	0.78	0.54	0.54
Controllo parzializzazione	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.36	0.60	0.36
Controllo parzializzazione	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.200	0.139	0.139
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.128	0.214	0.128
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	109,200		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.274	3.550	2.690
Tensione terreno, σ_t [daN/cm ²]	0.58	0.63	0.48
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	4.13	3.87	5.03
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t > 2.3 ?$	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]	1.17	0.46	0.97
Controllo parzializzazione	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.30	1.01	0.67
Controllo parzializzazione	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY / BY [-]	0.299	0.118	0.249
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.108	0.361	0.240
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	109,200		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	4.596	6.853	5.752
Tensione terreno, σ_t [daN/cm ²]	0.51	0.76	0.29
$\sigma_{\text{rotter}} / \sigma_t$	4.73	3.17	8.37
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

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

7.4 Verifica a scorrimento sul piano di posa

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

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

Combinazione 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]	2,564	2,564	1,157
$\mu_{\text{sic X}} [-]$	4.02	1.21	1.81
mu sic X > 1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	2,564	2,564	1,157
$\mu_{\text{sic Y}} [-]$	1.21	4.02	1.81
mu sic Y > 1 ?	SI	SI	SI

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]	2,850	2,850	2,850
$\mu_{\text{sic X'}} [-]$	2.25	1.35	2.25
mu sic X' > 1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	2,850	2,850	2,850
$\mu_{\text{sic Y'}} [-]$	1.18	1.82	1.82
mu sic Y' > 1 ?	SI	SI	SI

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

7.5 Verifica strutturale

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

- trave continua su due appoggi (direzione Y) con una luce di lunghezza 2,00 m e due mensole laterali di lunghezza 0,95 m (lunghezza complessiva 3,90 m), larghezza 2,80 m (direzione X) e spessore 0,30 m; gli appoggi sono in corrispondenza dell'asse verticale delle carpenterie di sostegno del trasformatore e del sostegno isolante;
- trave semplicemente appoggiata di luce 2,80 m (direzione X), larghezza 3,90 m (direzione Y) e spessore 0,30 m.

La trave si considera uniformemente caricata nel modo seguente:

- dal peso della fondazione stessa;
- dal peso del terreno sovrastante;
- dalla reazione del terreno, assunta corrispondente alla pressione massima e considerata agente su tutta la superficie di base della trave (con direzione opposta ai carichi precedenti).

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 massima trasmessa al terreno è pari a $0,76 \text{ daN/cm}^2$ (da combinazione sismica).

I carichi per unità di lunghezza applicati alle travi sono:

Direzione X

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 0,30 \times 3,90 = 1\,755 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno: $q_{terr} = 900 \times 0,75 \times 3,90 = 2\,633 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno: $q = 0,76 \times 100 \times 390 = 29\,640 \text{ daN/m}$ (con direzione opposta ai precedenti).

Direzione Y

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 0,30 \times 2,80 = 1\,260 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno: $q_{terr} = 900 \times 0,75 \times 2,80 = 1\,890 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno: $q = 0,76 \times 100 \times 280 = 21\,280 \text{ daN/m}$ (con direzione opposta ai precedenti).

Valutazione momenti in Direzione X

Titolo: Fondazione unica TA-Isolatore 380 kV - Trave su due appoggi - Direzione X

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: ☐ Esercizio ☒ Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 1

Appoggi

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	2.8	25252	0	1

Sezioni

App.	Largh.
1	3.9
2	3.9

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	☒	☒
Incastro	☐	☐
Libero	☐	☐
Elastico	☐	☐

δ 1 ? **Calcolo**

Diagrammi

☐ Visualizza Deformata

Momento 1:

☐ Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

M I M + T

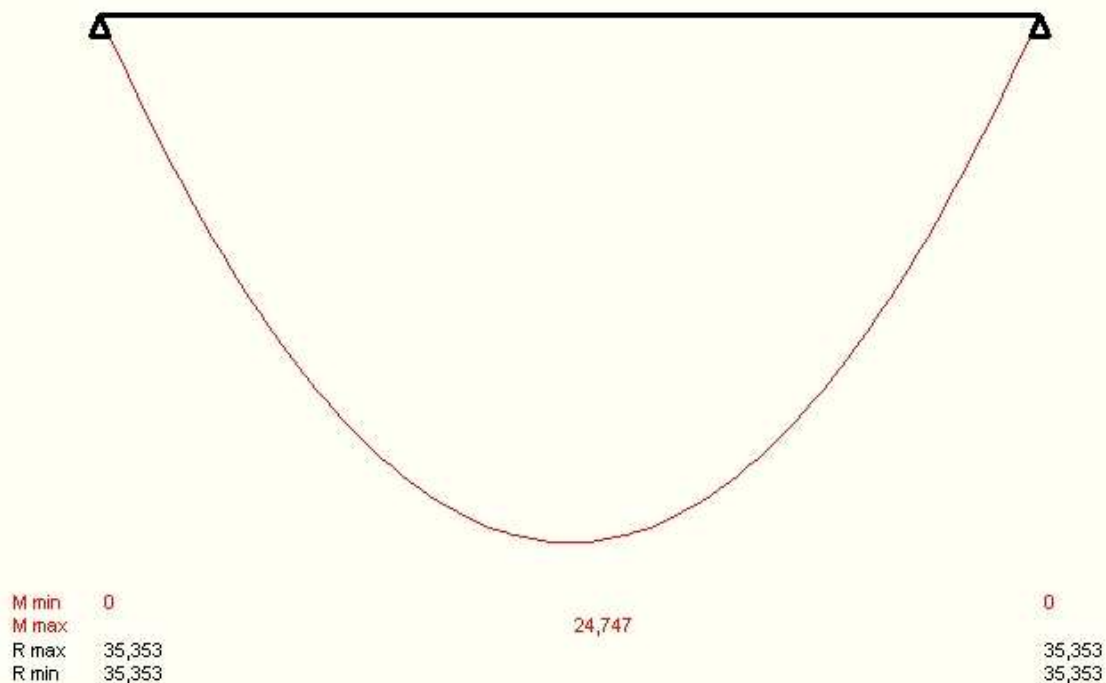
DWG Esporta Blocco ?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	24,747	1.4	24,747	1.4	1.15E-01	-5.55E-17
2	0		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		35,353	35,353	35,353
2	-35,353	18,130	35,353	35,353

File : Platea_trave_2_appoggi - Fondazione unica TA-Isolatore 380 kV - Trave su due appoggi - Direzione X
Scala momenti 1:20000 - Sollecitazioni SLU



Il momento flettente massimo è pari a 24 747 daN·m.

Valutazione momenti in Direzione Y

Titolo: Fondazione unica TA-Isolatore 380 kV - Trave su due appoggi - Direzione Y

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: ☐ Esercizio ☒ Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 3

Appoggi

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	0.95	18130	0	1
2	2	18130	0	1
3	0.95	18130	0	1

Sezioni

App.	Largh.
1	2.8
2	2.8
3	2.8
4	2.8

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	☐	☐
Incastro	☐	☐
Libero	☒	☒
Elastico	☐	☐

δ 1 ? **Calcolo**

Diagrammi

☐ Visualizza Deformata

Momento 1: 5.000

☐ Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1: 0.1

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

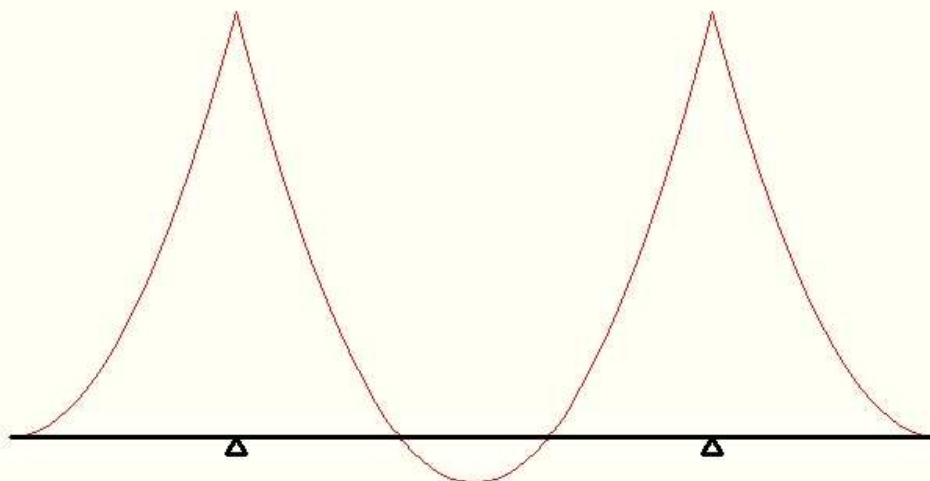
DWG **Esporta Blocco** ?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0		3.08E-02	3.08E-02
m	0	0	0	0		
2	-8,181		-8,181			
m	880.4	1.02	880.4	1.02	-3.00E-03	-3.00E-03
3	-8,181		-8,181			
m	3.221E-11	0.95	3.221E-11	0.95		
4	3.221E-11		3.221E-11		3.08E-02	3.08E-02

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		0	0	0
2	-17,224	18,130	35,354	35,354
3	-18,130	17,224	35,354	35,354
4	0.001081		0	0

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



M min	0		-8,181		-8,181	-3.221E-11	-3.221E-11
M max		0		880.4			
R max	0		35,354		35,354		0
R min	0		35,354		35,354		0

Il momento flettente massimo è pari a 8 181 daN·m.

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

- Sezione: 390 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 14 Ø16
- Armatura inferiore: 14 Ø16

Titolo : Fondazione unica TA-Isolatore 380 kV - Flessione in direzione X

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	390	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	28.15	4.8
2	28.15	25.2

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

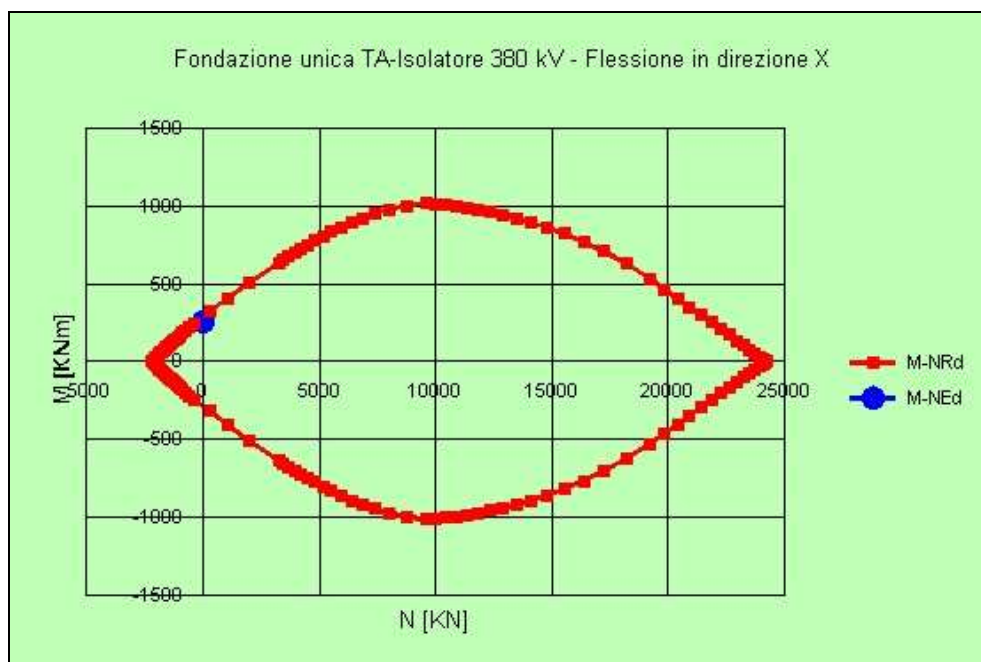
Materiali
B450C **C32/40**
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 292.2 kN m

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 23.04 ‰
d 25.2 cm
x 3.324 x/d 0.1319
 δ 0.7

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

☐ Precompresso



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

- Sezione: 280 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 10 Ø16
- Armatura inferiore: 10 Ø16

Titolo: Fondazione unica TA-Isolatore 380 kV - Flessione in direzione Y

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	280	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	4.8
2	20.11	25.2

Sollecitazioni
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

N_{Ed} 0 **kN**
M_{xEd} 81.81 **kNm**
M_{yEd} 0 **kNm**

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

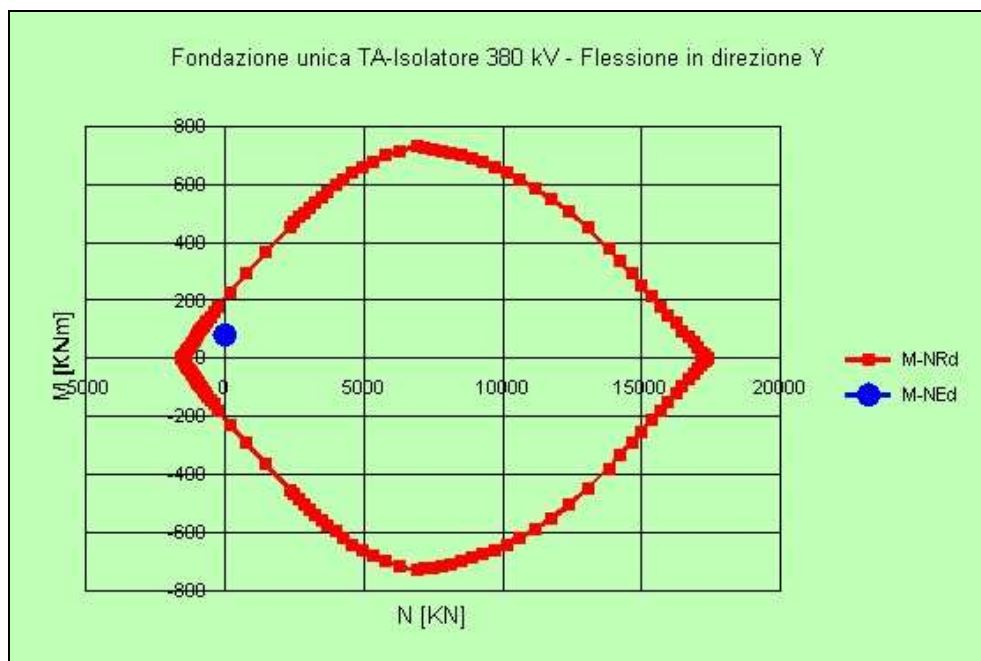
Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
B450C **C32/40**
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.81 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} 208.9 **kNm**
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 23.09 ‰
 d 25.2 cm
 x 3.317 x/d 0.1316
 δ 0.7

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

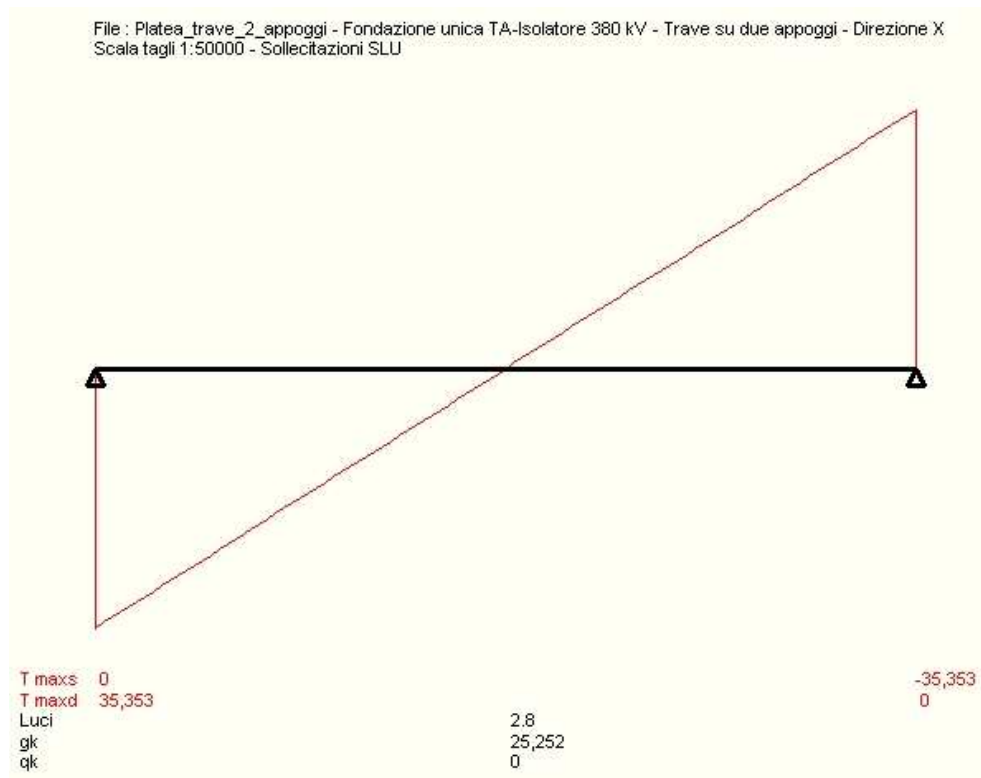
☐ Precompresso



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

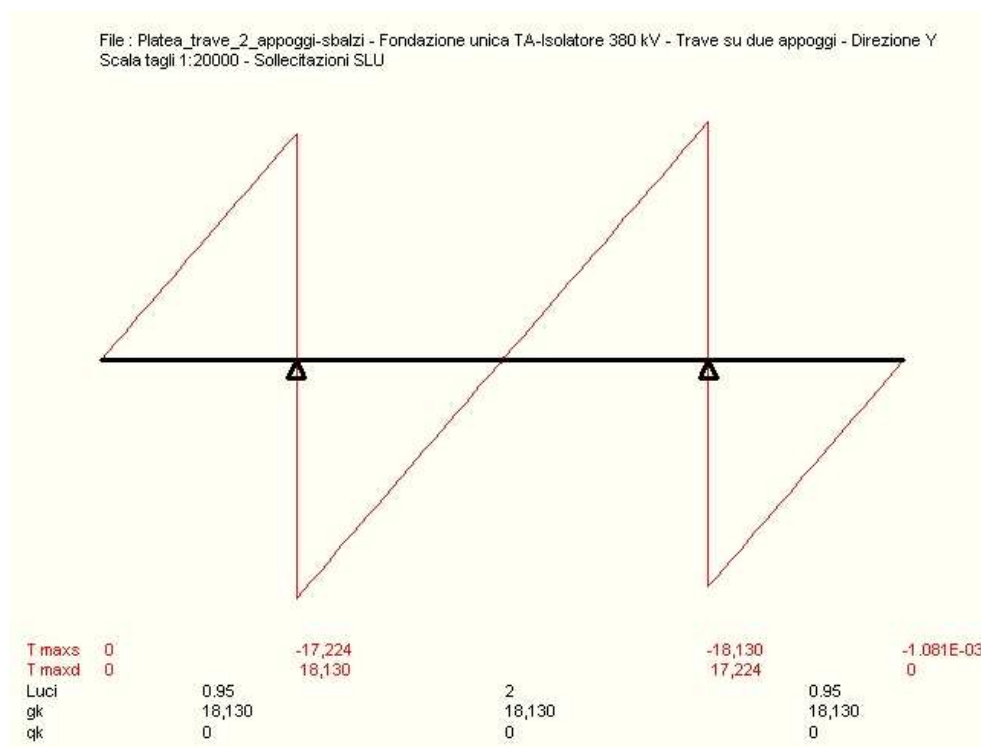


Il valore massimo del taglio è pari a 35 353 daN.

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

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 60\,253$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 35\,353$ daN

Essendo $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

Direzione Y

Il valore massimo del taglio è pari a 18 130 daN.

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

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 36\,923$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 18\,130$ daN

Essendo $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

7.5.3 Verifica flessionale del batolo

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

Batolo del TA

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

Batolo dell'Isolatore

- 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.

Batolo del TA

Nelle figure che seguono sono riportate le verifiche sul batolo di sostegno del TA in corrispondenza alla 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 monoblocco TA-Isolatore 380 kV - Flessione batolo TA

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} 19.035 **0** kN
M_{xEd} 18.861 **0** kNm
M_{yEd} 89.162 **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} 22.49 kN m
M_{yRd} 113 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 51.1 ‰
d 78.97 cm
x 5.062 **x/d** 0.06411
 δ 0.7

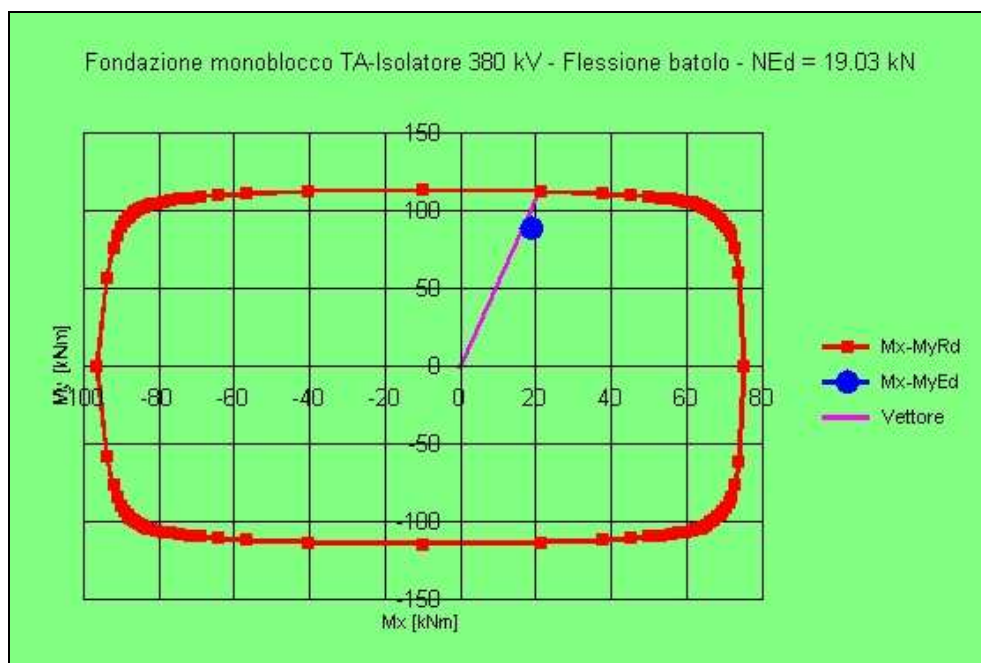
Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

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° 273.75
☐ Precompresso



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea

Titolo : Fondazione monoblocco TA-Isolatore 380 kV - Flessione batolo

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} 19.035 **0** kN
M_{xEd} 62.87 **0** kNm
M_{yEd} 26.748 **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_{c1} 2.114

M_{xRd} 76.97 kN m
M_{yRd} 35.58 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 48.8 ‰
d 58.1 cm
x 3.888 **x/d** 0.06692
 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

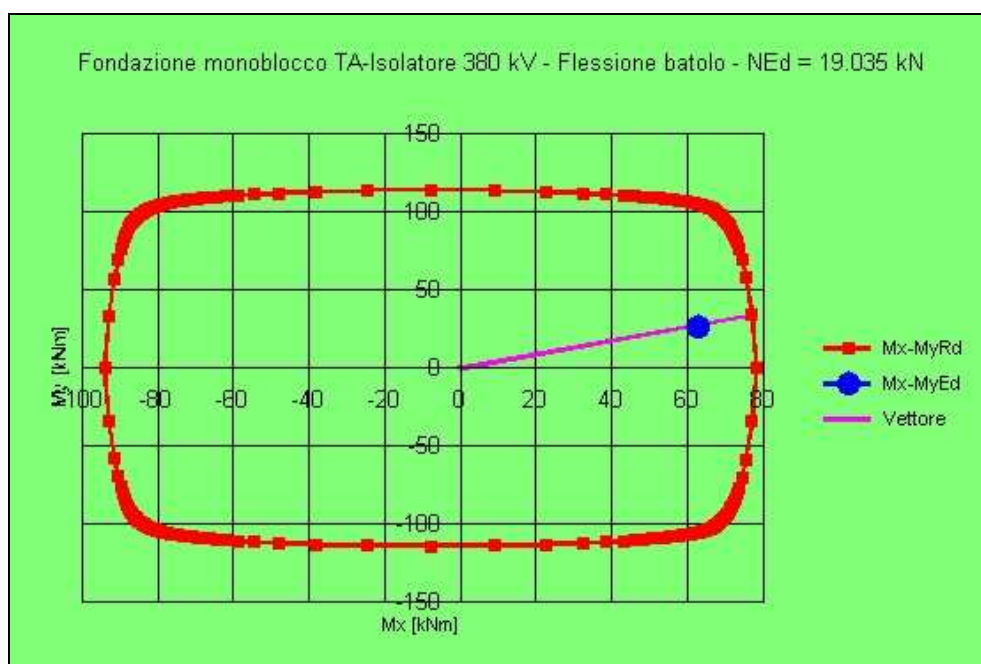
Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 358.12

☐ Precompresso



Le verifiche a presso-flessione deviata risultano soddisfatte.

Batolo dell'Isolatore

Nelle figure che seguono sono riportate le verifiche sul batolo di sostegno dell'Isolatore in corrispondenza alla combinazione Eccezionale Corto Circuito, la più penalizzante per la struttura, nel caso di massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea.

Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea

Titolo : Fondazione monoblocco TA-Isolatore 380 kV - Flessione batolo Iso

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	75.5	30

Tipologia Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n

N Ed 12.637 **0** kN
M xEd 40.104 **0** kNm
M yEd 0 **0** kNm

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

Tipologia rottura
 Lato acciaio - 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**

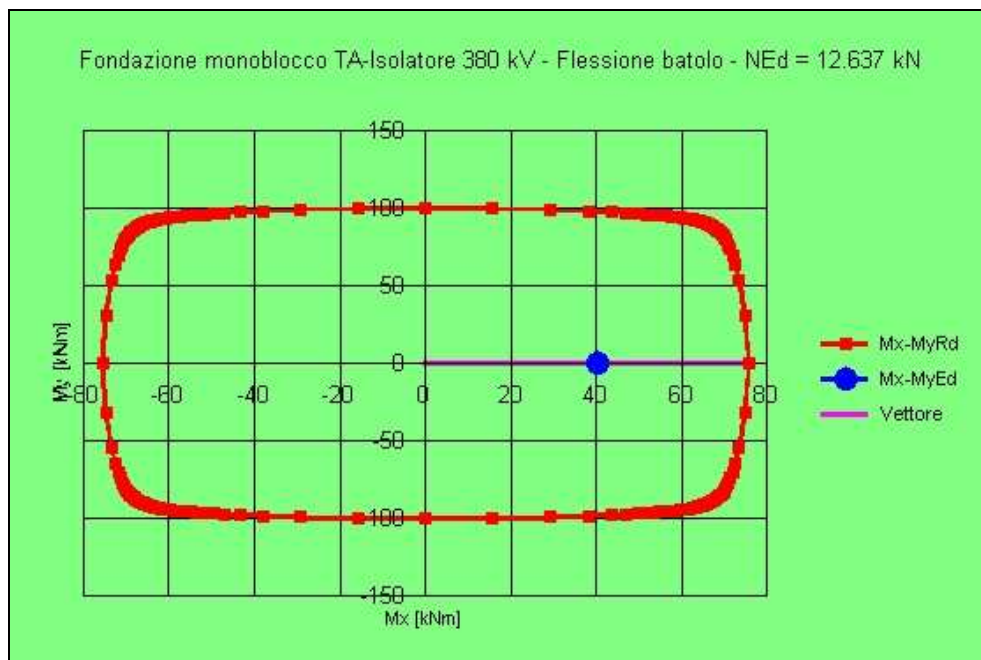
angolo asse neutro θ° 0

☐ Precompresso

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 75.59 kN m
M yRd 0 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 2.834 ‰
 ε_s 67.5 ‰
 d 55.5 cm
 x 2.236 x/d 0.04029
 δ 0.7



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).

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 $E' = 2$ MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 1,00$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1,39$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 11,05$ kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 11,05 \cdot 2,80 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 1,00 = 0,0141 \text{ m} = 1,41 \text{ cm}$$

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 4,38, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{122,03}{2,80^2 \cdot 3,90} \cdot 4,38 = 0,008$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 2,23 \text{ cm}$

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{55,34}{3,90^2 \cdot 2,80} \cdot 4,38 = 0,0026$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 1,01 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 4,7 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 TG71/6 risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel par. 2.4 e nell'Appendice 1 del presente rapporto, per i tipi di terreno con tensione di rottura indicati nel Par. 2.3.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Rapporto CESI A8035365 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotto 380 kV, Verifica strutturale della carpenteria di sostegno per apparecchiature unipolari*, rev. 01, dicembre 2008
- [2] TERNA Stazioni elettriche A.T. 380 kV. Fondazione monoblocco per Trasformatore di corrente TA e Sostegno isolante TG71/6, identificativo doc. Terna D C DS1000 U ST 00023, Rev. 00, aprile 2010.
- [3] TERNA Stazioni elettriche AT. *Tirante di fondazione per sostegno apparecchiature – S6100/30, disegno P001/D17*, Rev. 01, 2008
- [4] “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 14/01/2008.
- [5] UNI EN 1997-1, “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica”, febbraio 2005.
- [6] CEI 11-4 – 1998 “Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne”.
- [7] CEI 11-1 1999 “Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata”.
- [8] Rapporto CESI A8024476 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotti 150 kV – 220 kV – 380 kV. Descrizione dello svolgimento delle attività di verifica*, settembre 2008.
- [9] Documento TERNA: “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo” inviato via mail in data 11/04/2008.
- [10] CEI EN 50341-1 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 1: Prescrizioni generali – Specifiche comuni, Edizione VI, luglio 2005.
- [11] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Bozza di istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni, del 07/03/2008.

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo

Condizioni di utilizzo della fondazione

La fondazione è adeguata per:

- vento generante una pressione inferiore o uguale a quella ricavabile con i seguenti parametri:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione III
 - $v_b = 48$ m/s
- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - categoria topografica T1
 - $a_g \leq 0,62$ g/10
 - $F_o = 2,33$
 - $T_C^* = 0,55$ s
 - accelerazione spettrale massima:
 - orizzontale $\leq 0,742$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - verticale $\leq 1,066$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
- momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore dell'elemento di interfaccia POS. 2):
 - $TA \leq 4\,616$ kg m
 - Sostegno isolante ≤ 782 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, peso di volume immerso non inferiore a 900 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 12° , in corrispondenza a coesione pari a $0,25$ daN/cm²
- livello di falda a quota del piano campagna (terreno saturo)
- calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40$ N/mm²
- classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1)
- acciaio delle armature B450C