



CENTRALE EOLICA OFFSHORE "RIMINI" (330 MW) ANTISTANTE LA COSTA TRA RIMINI E CATTOLICA

proponente:

EnergiaWind 2020 srl _ Riccardo Ducoli amministratore unico



RELAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE DELLE OPERE A TERRA



Progetto e redazione:

Tecnoconsult Engineering Construction srl

Ing. Paolo Pierangeli

Albo Ingegneri di Pesaro e Urbino A2162



3E ingegneria srl

Ing. Giovanni Saraceno

Albo Ingegneri di Reggio Calabria 1629

Febbraio 2022

INDICE DELLA RELAZIONE

1	OGGETTO E SCOPO	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3	CONSIDERAZIONI GENERALI	7
3.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLA FONDAZIONE	7
3.2	CAPACITÀ PORTANTE DELLA FONDAZIONE	7
3.3	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	9
3.4	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI	9
3.4.1	Individuazione delle azioni	9
3.4.2	Condizione di carico di linea	10
3.4.3	Montaggio	10
3.4.4	Condizione di carico da vento	10
3.4.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore	11
3.4.6	Condizione di carico sismica	11
3.4.7	Condizione di carico da corto circuito	13
3.5	TIPO DI VERIFICA	13
3.6	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	14
3.6.1	Stati limite ultimi	14
3.6.2	Combinazione fondamentale	14
3.6.3	Combinazioni eccezionali	15
3.6.4	Combinazioni sismiche	16
3.7	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	16
3.8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	16
4	TRASFORMATORE DI CORRENTE (TA)	18
4.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA FONDAZIONE	18
4.2	CALCOLI DI VERIFICA	18
4.2.1	Sollecitazioni massime sulla fondazione	19
4.2.2	Verifica al ribaltamento	19
4.2.3	Verifica della capacità portante	20
4.2.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	20

4.2.5	Verifica strutturale	21
4.3	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	26
5	SEZIONATORE VERTICALE	28
5.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA FONDAZIONE	28
5.2	CALCOLI DI VERIFICA	28
5.2.1	Sollecitazioni massime sulla fondazione	29
5.2.2	Verifica al ribaltamento.....	29
5.2.3	Verifica della capacità portante.....	29
5.2.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	30
5.2.5	Verifica strutturale	31
5.3	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	36
6	TRASFORMATORE DI TENSIONE (TV), PORTALE SBARRE	39
6.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE FONDAZIONI	39
6.2	CALCOLI DI VERIFICA	39
6.3	SOLLECITAZIONI MASSIME SULLA FONDAZIONE	40
6.4	VERIFICA AL RIBALTAMENTO	40
6.5	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	41
6.6	VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA	42
6.7	VERIFICA STRUTTURALE	43
6.7.1	Verifica flessionale della piastra di base	43
6.7.2	Verifica a taglio della piastra di base	45
6.7.3	Verifica flessionale del batolo	45
6.7.4	criteri di verifica agli stati limite di esercizio	48
7	SCARICATORE E ISOLATORE	50
7.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	50
7.2	CALCOLI DI VERIFICA	50
7.3	SOLLECITAZIONI MASSIME SULLA FONDAZIONE	51
7.4	VERIFICA AL RIBALTAMENTO	51
7.5	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	52
7.6	VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA	53
7.7	VERIFICA STRUTTURALE	53

7.7.1	Verifica flessionale della piastra di base	54
7.7.2	Verifica a taglio della piastra di base	55
7.7.3	Verifica flessionale del batolo	55
7.7.4	criteri di verifica agli stati limite di esercizio	58
8	INTERRUTTORE TRIPOLARE.....	60
8.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA FONDAZIONE	60
8.2	CALCOLI DI VERIFICA	60
8.3	SOLLECITAZIONI MASSIME SULLA FONDAZIONE	61
8.4	VERIFICA AL RIBALTAMENTO	61
8.5	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	62
8.6	VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA	62
8.7	VERIFICA STRUTTURALE	63
8.7.1	Verifica flessionale della fondazione	63
8.7.2	Verifica a taglio della fondazione	69
8.7.3	criteri di verifica agli stati limite di esercizio	70
9	SEZIONATORE ORIZZONTALE	72
9.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	72
9.2	CALCOLI DI VERIFICA	72
9.3	SOLLECITAZIONI MASSIME SULLA FONDAZIONE	73
9.4	VERIFICA AL RIBALTAMENTO	73
9.5	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	74
9.6	VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA	74
9.7	VERIFICA STRUTTURALE	75
9.7.1	Verifica flessionale della fondazione	76
9.7.2	Verifica a taglio della piastra di base	81
9.7.3	Verifica flessionale del batolo	82
9.7.4	criteri di verifica agli stati limite di esercizio	87
10	REATTORE CON MURI PARAFIAMMA SU TRE LATI	89
10.1	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	89
10.2	SOLLECITAZIONI ESTREME GUSCI ORIZZONTALI	91
10.3	SOLLECITAZIONI ESTREME GUSCI VERTICALI.....	93

10.4	PRESIONI MASSIME SUL TERRENO	95
11	CABINATI DI STAZIONE	97
12	MURO DI SOSTEGNO	98

1 OGGETTO E SCOPO

Scopo del presente documento è quello di descrivere le analisi delle sollecitazioni risultanti ed inerenti le attività sismiche sulle apparecchiature AT associate all'infrastruttura elettriche presente nella futura Stazione di transizione aero-cavo, per il collegamento alla RTN dell'impianto eolico offshore "Rimini" in oggetto.

In particolare sono prese in esame le sollecitazioni sussultorie ed oscillatorie che si ripercuotono sulle fondazioni delle apparecchiature AT di trasporto dell'energia prodotta e della reattanza AT di compensazione.

Infine sono state calcolate le strutture dei muri di contenimento dei terreni posti al perimetro del piazzale della Stazione Utente e dello Stallo 380 kV.

Nel presente studio sono state prese in considerazione le condizioni maggiormente significative al fine di valutare la rispondenza ai requisiti di legge dell'impianto in oggetto.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] OWFRMN_V2.SC4.16 - Stazione utente particolari costruttivi opere civili.
- [2] "Norme Tecniche per le Costruzioni", D.M. 17/01/2018.
- [3] UNI EN 1997-1, "Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica", febbraio 2005.
- [4] CEI 11-4 – 1998 "Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne".
- [5] CEI 11-1 1999 "*Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata*".
- [6] CEI EN 50341-1 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 1: Prescrizioni generali – Specifiche comuni, Edizione VI, luglio 2005.
- [7] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Bozza di istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni, del 07/03/2008.
- [8] IEC. 60865-1 (2011) "Short-circuit currents – Calculation of effects – Part 1: Definitions and calculation methods " e IEC 60909-0, "Short-circuit currents in three-phase a.c. systems – Part 0: Calculation of currents"

3 CONSIDERAZIONI GENERALI

3.1 Caratteristiche dei materiali della fondazione

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 [2]);
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [2]);
- 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 [2]), 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 VRd, per elementi ipotizzati senza armatura trasversale resistente a taglio, viene calcolata in base alla formulazione 4.1.23 del Par. 4.1.2.3.5.1 di [2].

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

3.2 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 [3]:

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

con:

c' = coesione drenata

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

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

γ' = peso immerso del terreno

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

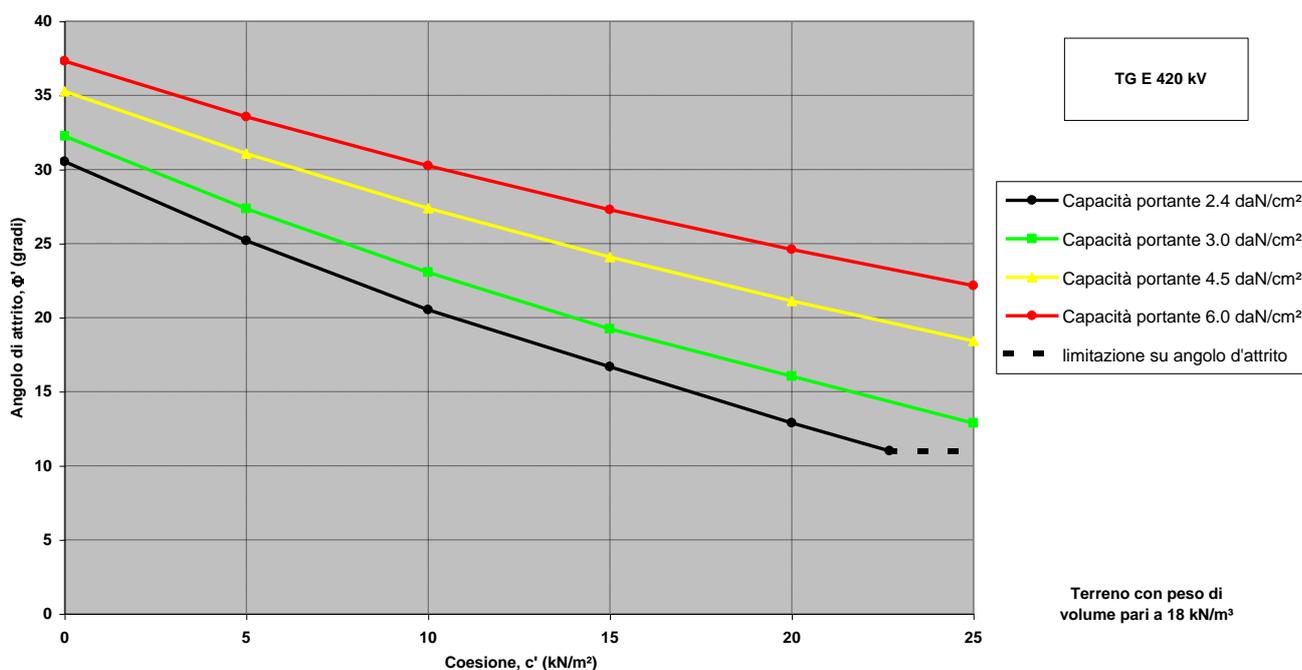
$$m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')]$$

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

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

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

ottenendo le seguenti curve:



I carichi considerati per le valutazioni sono quelli relativi al trasformatore di corrente TG/E 420 ed alla combinazione di carico Sismica, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 4.2).

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 0,23 daN/cm².

3.3 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.

3.4 definizione delle azioni elementari

3.4.1 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. [5]);
- 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 [5], par. 3.2.

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente.

3.4.2 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. [4];
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B), definito nel seguito "Tiro composto", il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [4].

3.4.3 Montaggio

I valori dei carichi utilizzati sono stati considerati in base a quanto riportato nel Par. 3.2.2 del rif. [5].

3.4.4 Condizione di carico da vento

In accordo con quanto riportato in [2], 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:

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

con:

q_r = 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 [2]), 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 [7];
- il coefficiente c_d dinamico è stato assunto cautelativamente uguale ad 1 (vedi paragrafo 3.3.9 di [2]);
- il valore della pressione cinetica di riferimento q_r è stato valutato in base alla formulazione:

$$q_r = \frac{1}{2} \times \rho \times v_r^2$$

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

v_b = velocità base di riferimento del vento, considerata pari a 48 m/s, considerando inoltre un periodo di ritorno T_R pari a 50 anni si ha un coefficiente c_r pari ad 1 e di conseguenza la velocità di riferimento v_r (vedi formula 3.3.2 di [2]) risulterà uguale a v_b .

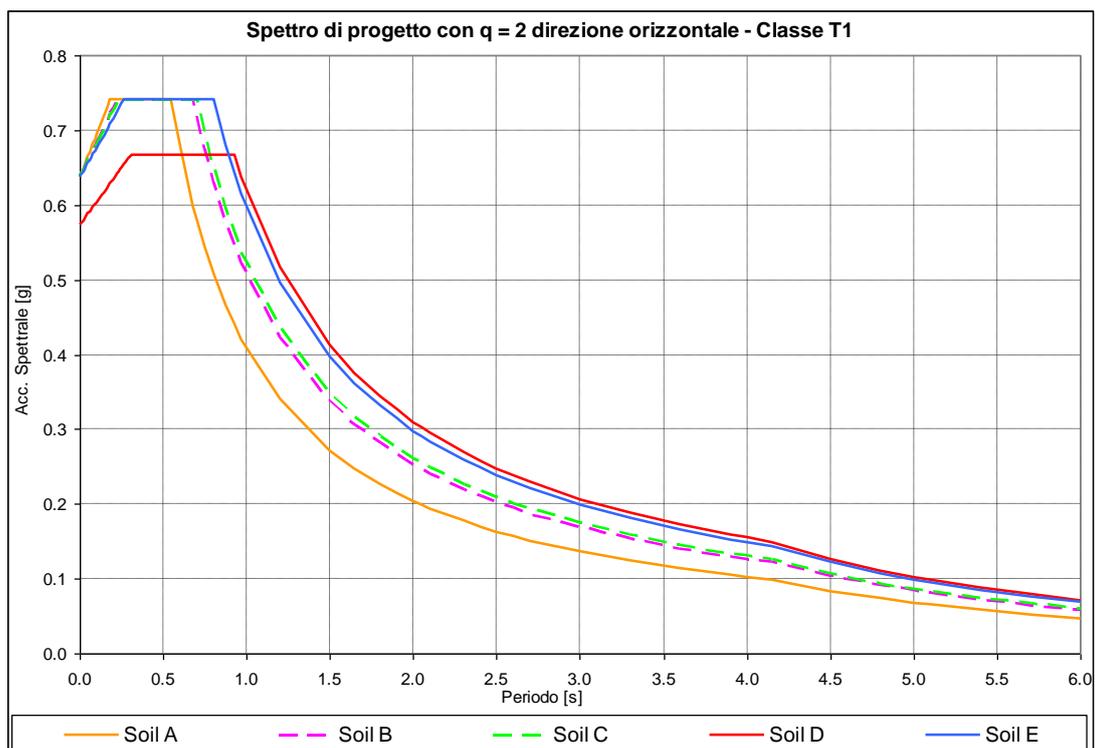
3.4.5 Perdita di carico per rottura di un conduttore

Per ogni apparecchiatura i valori di carico di linea definiti al paragrafo 3.4.2 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.

3.4.6 Condizione di carico sismica

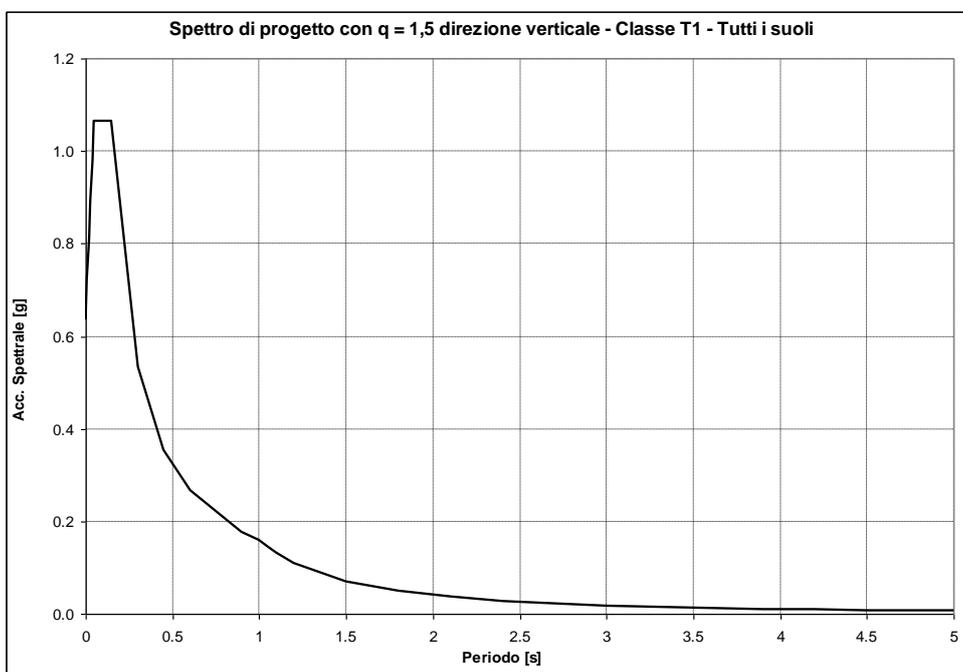
L'illustrazione dettagliata dei criteri adottati per l'identificazione della condizione di carico sismica è riportata in [7].

Di seguito sono illustrati gli spettri impiegati nella verifica.



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 comportamento pari a 1,5 (rispetto allo spettro elastico nelle formule si sostituisce η con $1/q_{lim}$).



Le azioni sismiche sono combinate secondo quanto previsto dalla tabella nel Cap. 3.6, congruente con quanto riportato nel par. 7.3.5 di [2].

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.

3.4.7 Condizione di 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 [5], Par. 3.2).

In accordo a [8], si riconoscono sollecitazioni derivanti da tre tipi diversi di fenomeno, "pinch", "swing" e "drop", associati all'esplicitarsi del corto circuito: tali fenomeni, dal punto di vista strutturale, si traducono in un aumento del tiro tra l'apparecchiatura in esame e quella ad essa adiacente. Tuttavia, essi hanno dinamiche molto diverse: dell'ordine delle decine di millisecondi per il pinch ed il drop e 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, drop e swing consente, in linea di principio, ai tipi di sollecitazioni di agire sull'insieme apparecchiatura + sostegno, mentre la fondazione non è praticamente interessata al pinch e drop 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 dei valori di corto circuito pubblicati da terna e derivano da un calcolo eseguito per una corrente di corto circuito pari a 63 kA. 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.

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.

3.5 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. [2]), a partire dalle più gravose condizioni di carico derivanti dall'analisi delle carpenterie di sostegno ad esse afferenti.

3.6 combinazioni delle azioni

3.6.1 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. [2]), sono elencate nei paragrafi che seguono.

3.6.2 Combinazione fondamentale

In accordo a [2] (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 3.4.1, i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [2] Par. 2.5.2) ed i coefficienti parziali delle azioni contemplati per i diversi carichi (Rif. [2] 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.

3.6.3 Combinazioni eccezionali

In accordo a [2] (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 3.4.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [2] Par. 2.5.2).

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

3.6.4 Combinazioni sismiche

In accordo a [2] (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 3.4.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [2] Par. 2.5.2).

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. 2.5.1 in par. 2.5.2 di [2]).

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

3.7 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. [2]), sono quelle relative alle combinazioni sismiche menzionate in precedenza.

3.8 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. [2] Par. 6.2.4.1 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.

4 TRASFORMATORE DI CORRENTE (TA)

4.1 Caratteristiche geometriche della fondazione

La fondazione di supporto per trasformatori di corrente TA è rappresentata come 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 $2,80 \times 2,80 \times 0,3$ m; il batolo ha dimensioni $0,6 \times 0,8 \times 0,85$ m, sporge dal terreno per 0,1 m, ed è provvisto di quattro tirafondi $\varnothing 30$ mm disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm, per l'installazione delle apparecchiature. Il batolo è posizionato sulla mezzera 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. 4.2.3) 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	6900	11 \varnothing 14	11 \varnothing 14	9 \varnothing 10

4.2 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 esposte le verifiche citate al Paragrafo 3.8 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.

4.2.1 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 3.6.1 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.

4.2.2 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.

4.2.3 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.

4.2.4 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
$\mu_{sic X} [-]$	3.56	1.07	1.60
$\mu_{sic X} > 1 ?$	<i>Sì</i>	<i>Sì</i>	<i>Sì</i>
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	1,651	1,651	743
$\mu_{sic Y} [-]$	1.07	3.56	1.60
$\mu_{sic Y} > 1 ?$	<i>Sì</i>	<i>Sì</i>	<i>Sì</i>

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

4.2.5 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. 7.6 del 25/6/2010, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi del Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Brescia.

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:
 $q_t = 900 \times 10^{-6} \times 75 \times 280 = 18,90 \text{ daN/cm};$

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

Il momento flettente massimo è quindi:

in direzione X: $(268,80 - 18,90 - 12,60) / 100 \times 100,0^2 / 2 = 11865 \text{ daN}\cdot\text{m}$;

in direzione Y: $(268,80 - 18,90 - 12,60) / 100 \times 110,0^2 / 2 = 14357 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

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 $\varnothing 14$
- Armatura inferiore: 11 $\varnothing 14$

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

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

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

N°	b [mm]	h [mm]	N°	Az [mm²]	d [mm]
1	2800	300	1	1693	47
			2	1693	253

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

N_{Ed}: 0 **0** kN
M_{xEd}: 143.568 **0** kNm
M_{yEd}: 0 **0**

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

Materiali: B450C C32/40

σ_{su}	67.5 %	σ_{c2}	2 %
I_{yd}	391.3 N/mm ²	σ_{cu}	3.5 %
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	18.81
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
σ_{syd}	1.957 %	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

Tipi rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 181.1 kNm

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
 β 0.7

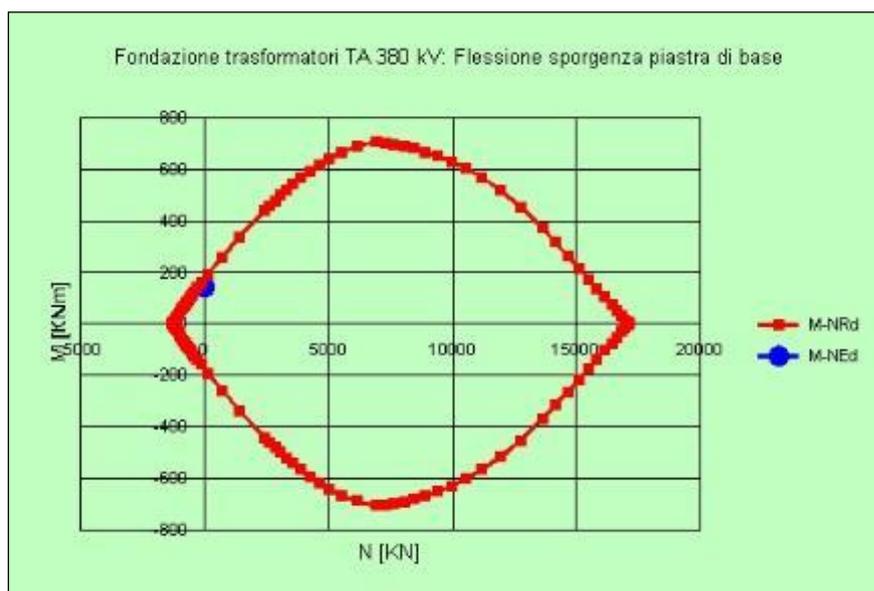
Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

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

Precompresso



Essendo il momento sollecitante, M_{xSd} , inferiore al momento resistente, M_{xRd} , la verifica a flessione risulta soddisfatta.

Il valore massimo del taglio è pari a:

in direzione X: $(268,80 - 18,90 - 12,60) \times 100,0 = 23730$ daN;

in direzione Y: $(268,80 - 18,90 - 12,60) \times 110,0 = 26103$ daN.

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

Applicando la formulazione 4.1.23 di [2] al caso in esame, limitatamente alla sola sezione normale ad un'asse della fondazione:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 40789$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 26103$ daN

Essendo $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

Il batolo ha una sezione con le seguenti caratteristiche:

- Sezione: 80 x 60 cm;
- Copriferro: 4 cm
- I livello armatura: 4 $\varnothing 10$
- II livello armatura: 2 $\varnothing 10$
- III livello armatura: 3 $\varnothing 10$

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

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

Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea

Titolo : Fondazione trasformatori 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

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

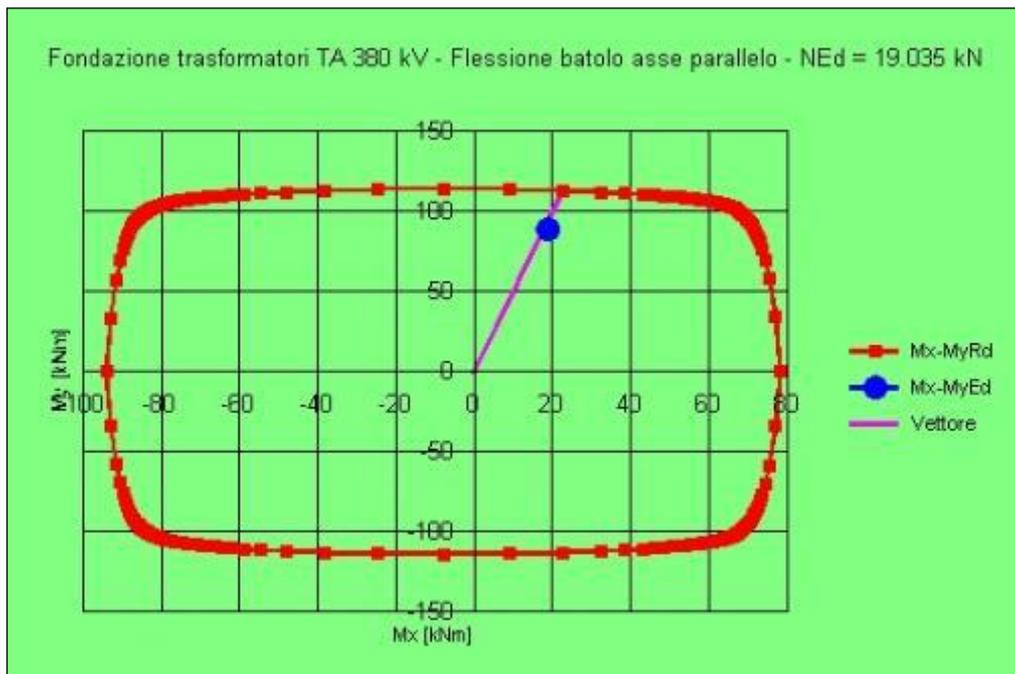
Precompresso

Materiali

B450C C32/40

σ_{su} 67.5 ‰ σ_{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 ‰ σ_{c,adm} 12.25 ‰
 σ_{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



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 kN
 M_{xEd} 62.87 kNm
 M_{yEd} 26.740 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

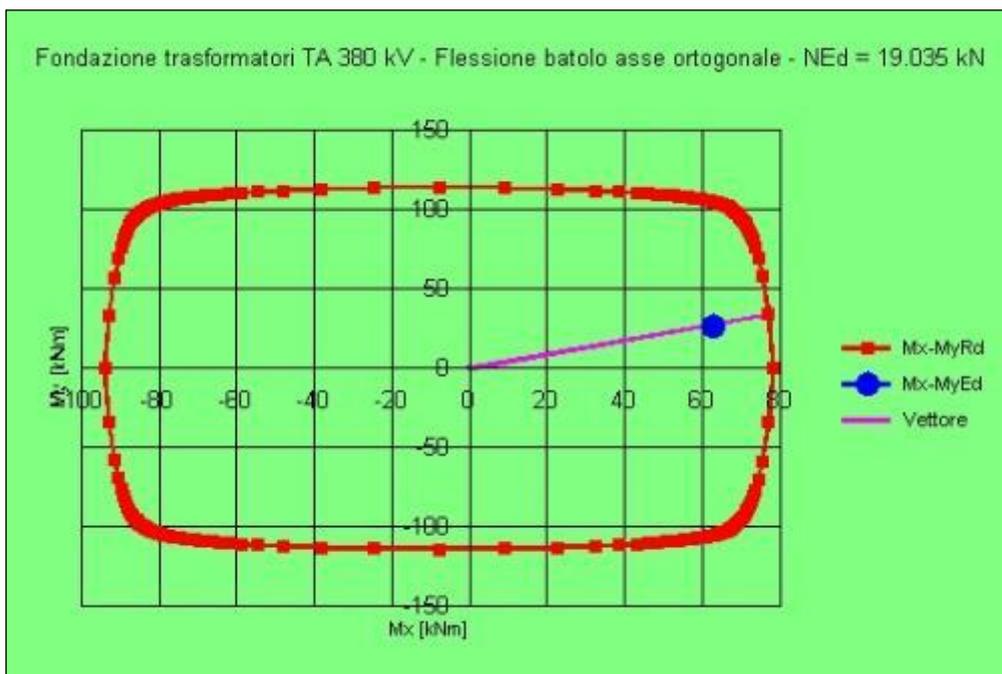
Materiali
 B450C C32/40
 σ_{su} 67.5 % σ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² σ_{cu} 3.5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.81 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 12.25 %
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 76.97 kNm
M_{yRd} 35.58 kNm
 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

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.

4.3 criteri di verifica agli stati limite di esercizio

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

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

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

Cedimenti

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

essendo:

s = cedimento della fondazione;

q = pressione media sul terreno;

B = dimensione laterale minore della fondazione;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

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

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

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

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

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

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.

5 SEZIONATORE VERTICALE

5.1 Caratteristiche geometriche della fondazione

La fondazione di supporto per Sezionatori verticali è rappresentata come 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 $2,70 \times 2,70 \times 0,3$ m; il batolo ha dimensioni $0,6 \times 0,8 \times 0,50$ m, sporge dal terreno per 0,1 m, ed è provvisto di quattro tirafondi $\varnothing 30$ mm disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm, per l'installazione delle apparecchiature. Il batolo è posizionato sulla mezzeria della piastra.

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. 5.2.3) 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	6068	10 \varnothing 12	10 \varnothing 12	9 \varnothing 10

5.2 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.

5.2.1 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.

5.2.2 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
$\mu_{rib X} > 1$?	Sì	Sì	Sì
	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
$\mu_{rib Y} > 1$?	Sì	Sì	Sì

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

5.2.3 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 [dal/cm²]	0.39	0.39	0.31
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	6.70	6.72	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 [dal/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.

5.2.4 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
μ 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
μ sic Y > 1 ?	Sì	Sì	Sì

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

5.2.5 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. 7.6 del 25/6/2010, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi del Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Brescia.

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

Il momento flettente massimo è quindi:

in direzione X: $(180,90 - 9,72 - 12,15) / 100 \times 95,0^2 / 2 = 7176 \text{ daN}\cdot\text{m}$;

in direzione Y: $(180,90 - 9,72 - 12,15) / 100 \times 105,0^2 / 2 = 8767 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

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 $\varnothing 12$
- Armatura inferiore: 10 $\varnothing 12$

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

Titolo: Fondazione sezionatori verticali 380 kV: Flessione sporgenza piasti

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

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	2700	300	1	1131	46
			2	1131	254

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 87.666 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**
 σ_{su} 67.5 ‰ σ_{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

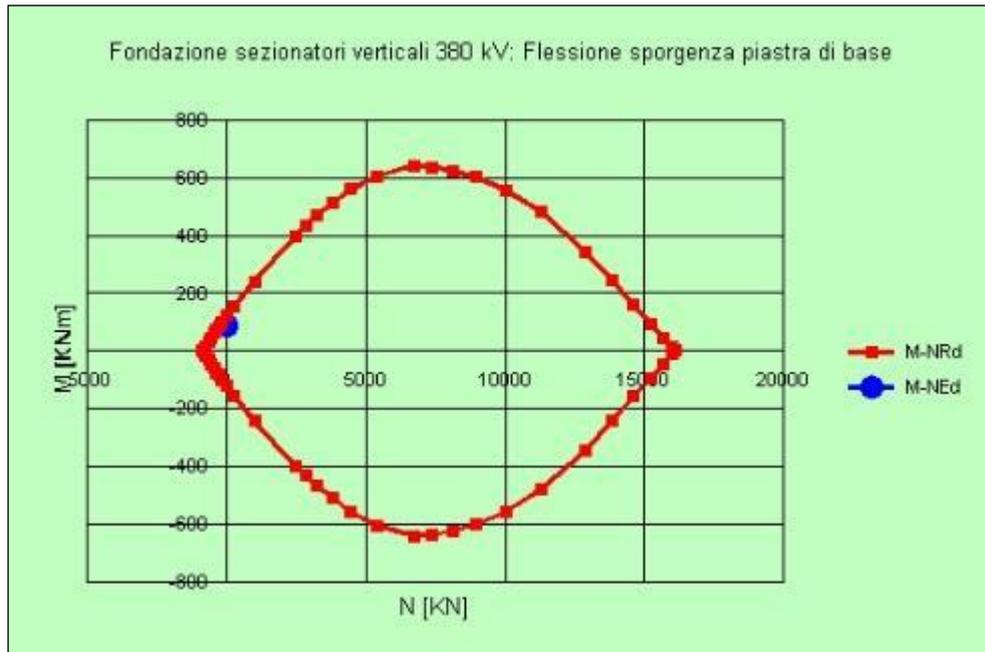
M_{xRd} 124.8 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 37.94 ‰
 d 254 mm
 x 21.45 x/d 0.08447
 δ 0.7

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 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.

Il valore massimo del taglio è pari a:

in direzione X: $(180,90 - 9,72 - 12,15) \times 95,0 = 15108 \text{ daN}$;

in direzione Y: $(180,90 - 9,72 - 12,15) \times 105,0 = 16698 \text{ daN}$.

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

Applicando la formulazione 4.1.23 di [3] al caso in esame, limitatamente alla sola sezione normale ad un'asse della fondazione:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 34806 \text{ daN}$
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 16698 \text{ daN}$

Essendo $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

Il batolo ha una sezione con le seguenti caratteristiche:

- Sezione: 80 x 60 cm;
- Copriferro: 4 cm
- I livello armatura: 4 $\varnothing 10$
- II livello armatura: 2 $\varnothing 10$
- III livello armatura: 3 $\varnothing 10$

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

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

Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea

Titolo : Sezionatore verticale 380 kV - Alta sismicità - Flessione batolo

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

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

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0.79	4.5	4.5
2	0.79	28.2	55.5
3	0.79	51.8	55.5
4	0.79	75.5	4.5
5	0.79	4.5	30
6	0.79	75.5	30

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

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

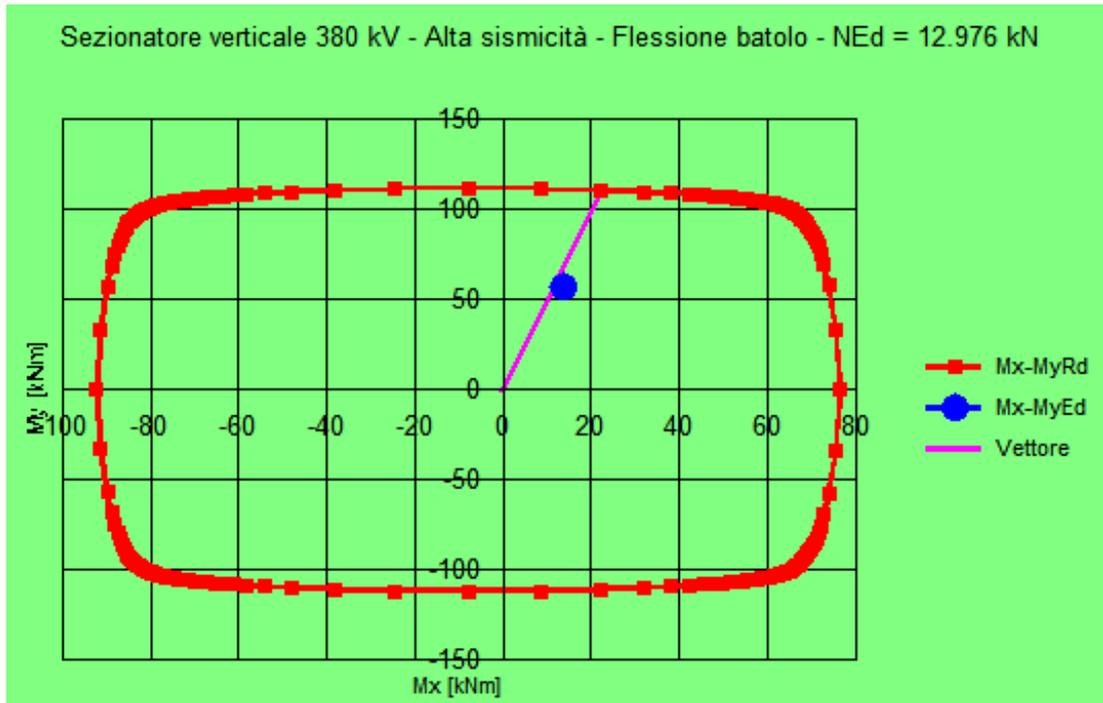
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio Mx-My
 angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

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



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea

Titolo: Sezionatore verticale 380 kV - Alta sismicit  - Flessione batolo

N* Vertici: Zoom N* barre: Zoom

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

N*	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]
1	0.79	4.5	4.5
2	0.79	28.2	55.5
3	0.79	51.8	55.5
4	0.79	75.5	4.5
5	0.79	4.5	30
6	0.79	75.5	30

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N* rett.

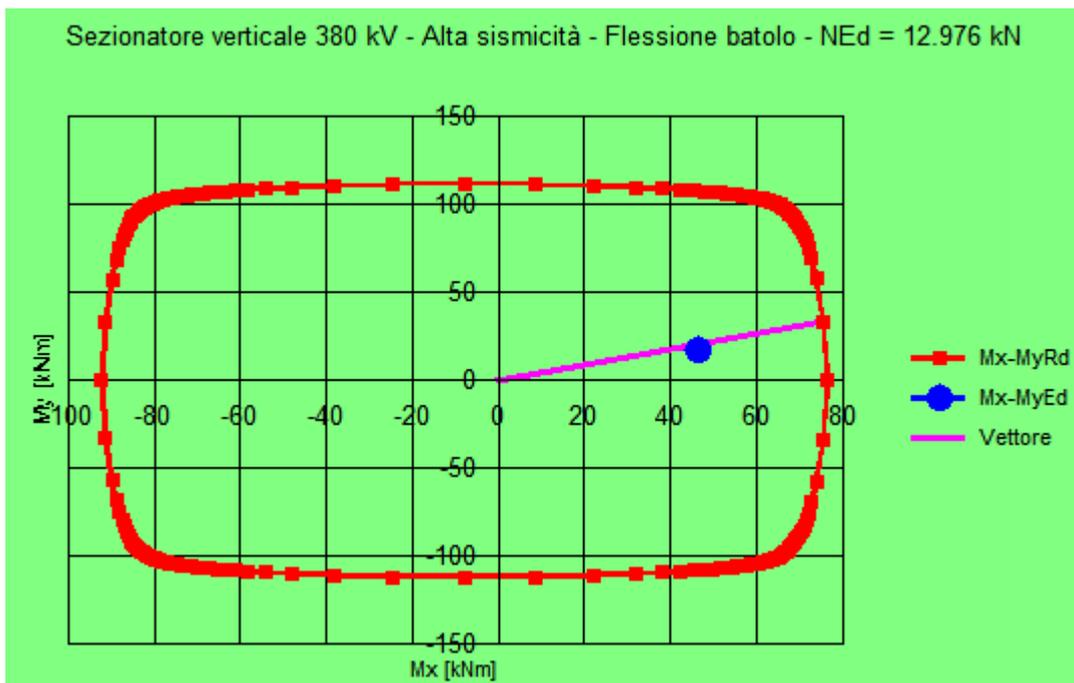
Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali:
 B450C C32/40
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

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



Le verifiche a presso-flessione deviata risultano soddisfatte.

5.3 criteri di verifica agli stati limite di esercizio

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

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

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

Cedimenti

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

essendo:

s = cedimento della fondazione;

q = pressione media sul terreno;

B = dimensione laterale minore della fondazione;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

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

Nell'ipotesi di $E' = 2 \text{ MPa}$ (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 0,82$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1,0$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 7,93 \text{ kPa}$, 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).

$$\text{Rotazione attorno all'asse y: } \tan \theta = \frac{1-0,3^2}{2000} \cdot \frac{60,87}{2,70^2 \cdot 2,70} \cdot 4,17 = 0,0059$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 1,58 \text{ cm}$

$$\text{Rotazione attorno all'asse x: } \tan \theta = \frac{1-0,3^2}{2000} \cdot \frac{17,31}{2,70^2 \cdot 2,70} \cdot 4,17 = 0,0017$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,45 \text{ cm}$

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.

6 TRASFORMATORE DI TENSIONE (TV), PORTALE SBARRE

6.1 Caratteristiche geometriche delle fondazioni

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 $3,30 \times 3,30 \times 0,3$ m; il batolo ha dimensioni $0,6 \times 0,8 \times 0,50$ m, sporge dal terreno per 0,1 m, ed è provvisto di quattro tirafondi $\varnothing 30$ mm disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm, per l'installazione delle apparecchiature. Il batolo è posizionato sulla mezzera 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. 6.5) 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	8768	12 \varnothing 14	12 \varnothing 14	9 \varnothing 12

6.2 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.

6.3 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.

6.4 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
μ . rib X [-]	1.40	4.76	2.11
μ . 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]	3,167	10,557	3,167
M stab Y [daNm]	14,621	14,621	6,579
μ . rib Y [-]	4.62	1.38	2.08
μ . rib Y > 1 ?	Sì	Sì	Sì

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
$\mu_{rib} X' > 1 ?$	Sì	Sì	Sì
	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
$\mu_{rib} Y' > 1 ?$	Sì	Sì	Sì

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

6.5 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
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.47	0.79	0.79
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY / BY [-]	0.203	0.123	0.123
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.143	0.239	0.239
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	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/cm²]	0.41	0.44	0.44
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	5.81	5.43	5.43
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	Sì	Sì	Sì

TV - 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]	1.18	0.35	0.78
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.36	1.19	0.79
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY / BY [-]	0.358	0.105	0.237
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.108	0.361	0.241
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	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/cm²]	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.

6.6 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
μ 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
μ 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
μ 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
μ 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.

6.7 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. 7.6 del 25/6/2010, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi del Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Brescia.

6.7.1 Verifica flessionale della piastra di base

La tensione massima trasmessa al terreno è pari a 0,54 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 900 \times 10^{-6} \times 40 \times 330 = 11,88 \text{ daN/cm}$;
- 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: $(178,20 - 11,88 - 14,85) / 100 \times 125,0^2 / 2 = 11834 \text{ daN-m}$;
- in direzione Y: $(178,20 - 11,88 - 14,85) / 100 \times 135,0^2 / 2 = 13803 \text{ daN-m}$.

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

- Sezione: 330 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 12 Ø14
- Armatura inferiore: 12 Ø14

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 Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	3300	300	1	1847	47
			2	1847	253

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C32/40
 σ_{su} 67.5 % σ_{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} 0.0 ?
 σ_{syd} 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M
 M_{xRd} 199.5 kN m
 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

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

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

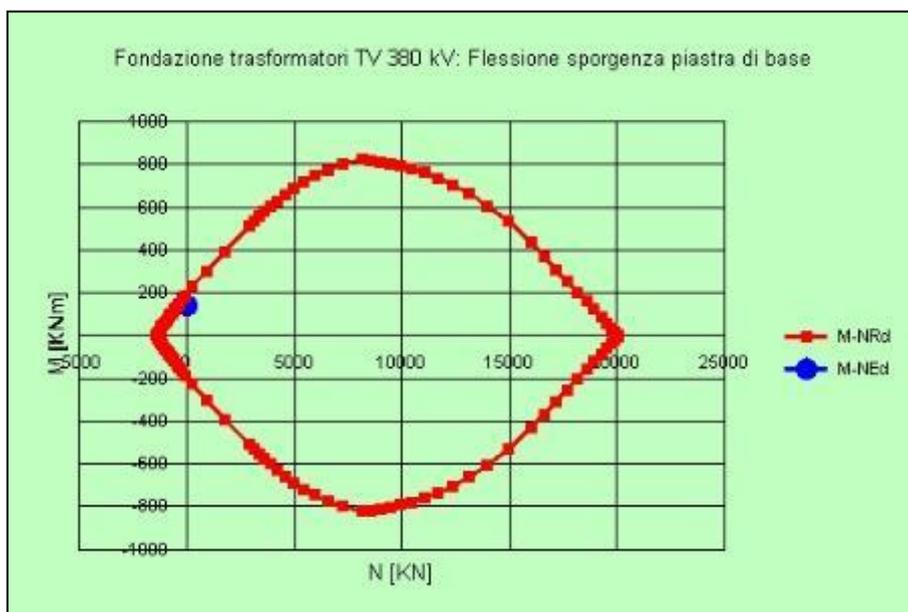
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 mm Col. modello

Precompresso



Essendo il momento sollecitante, M_{xSd} , inferiore al momento resistente, M_{xRd} , la verifica a flessione risulta soddisfatta.

6.7.2 Verifica a taglio della piastra di base

Il valore massimo del taglio è pari a:

- 15 in direzione X: $(178,20 - 11,88 - 14,85) \times 125,0 = 18934$ daN;
- 16 in direzione Y: $(178,20 - 11,88 - 14,85) \times 135,0 = 20449$ daN.

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

Applicando la formulazione 4.1.23 di [4] al caso in esame, limitatamente alla sola sezione normale ad un'asse della fondazione:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 46850$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 20449$ daN

Essendo $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

6.7.3 Verifica flessionale del batolo

Il batolo ha una sezione con le seguenti caratteristiche:

- Sezione: 80 x 60 cm;
- Copriferro: 4 cm
- I livello armatura: 4 $\varnothing 12$
- II livello armatura: 2 $\varnothing 12$
- III livello armatura: 3 $\varnothing 12$

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_{Ed} 15.419 **0** kN
M_{xEd} 48.992 **0** kNm
M_{yEd} 95.728 **0**

P.to applicazione N:
 Centro Baicentro 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_{cl} 2.114

M_{xRd} 74.91 kN m
M_{yRd} 147.2 kN m
 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

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

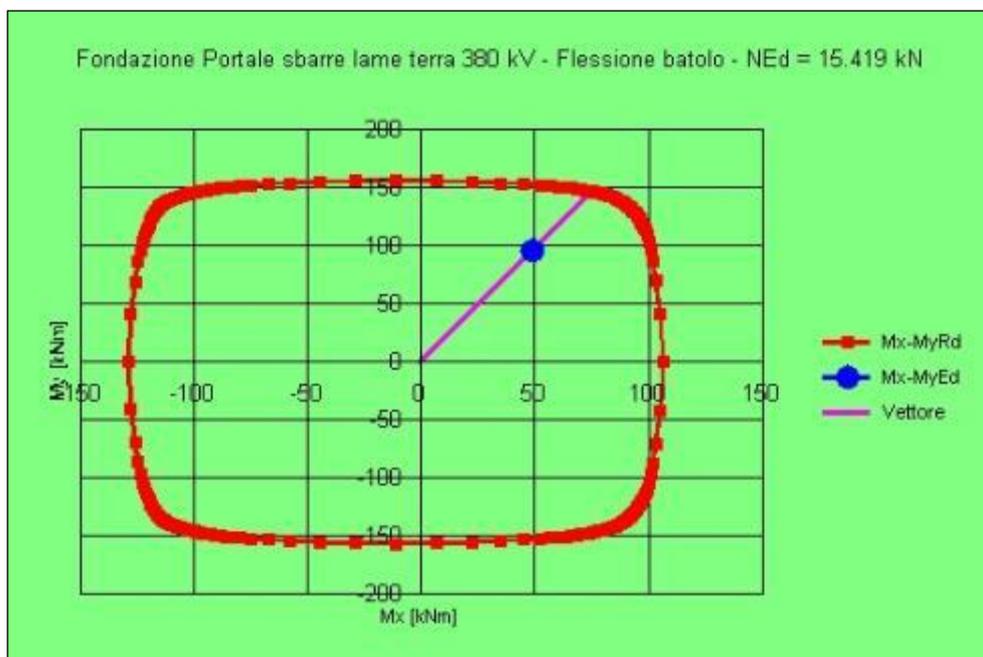
Tipo flessione:
 Retta Deviato

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 296.2°

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 kN
 M_{xEd} 81.224 kNm
 M_{yEd} 46.702 kNm

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

Tipologia
 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} 18.01 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} 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

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

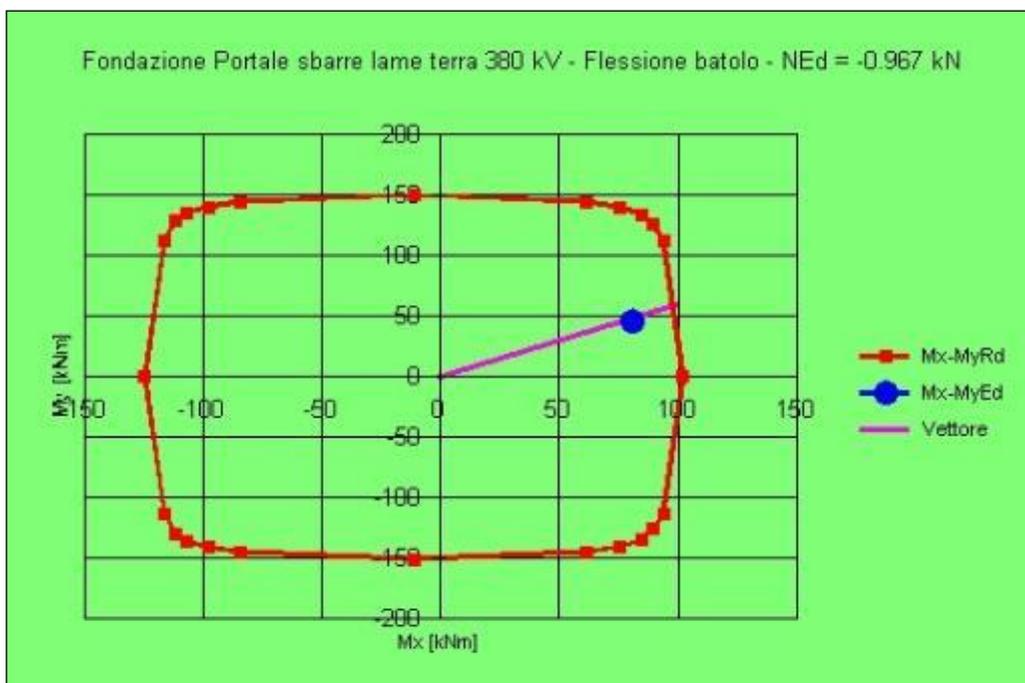
Tipologia flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 356.2

Precompresso



Le verifiche a presso-flessione deviata risultano soddisfatte.

6.7.4 criteri di verifica agli stati limite di esercizio

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

È 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), ν = 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 $s = \tan \theta \cdot L = 1,84$ 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 $s = \tan \theta \cdot B = 0,54$ 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.

7 SCARICATORE E ISOLATORE

7.1 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per isolatori e scaricatori 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 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 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. 7.5) 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	7808	12Ø12	12Ø12	8Ø12

7.2 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 espone 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.

7.3 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.

7.4 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
μ rib X [-]	1.38	4.60	2.11
μ 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
μ rib Y [-]	4.60	1.38	2.11
μ 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
μ . rib X' [-]	1.33	2.09	2.09
μ . 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
μ . rib Y' [-]	2.47	1.48	2.47
μ . rib Y' > 1 ?	Sì	Sì	Sì

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

7.5 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_t - σ rott terr / 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]	0.80	0.51	0.51
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.43	0.72	0.43
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.259	0.166	0.166
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.140	0.234	0.140
<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 [-]	4.237	4.170	3.032
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	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 [dall/cm²]	0.54	0.52	0.39
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	4.44	4.58	6.19
sigma rott terr / sigma t > 1.8 ?	Sì	Sì	Sì

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

7.6 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
$\mu_{sic X}$ [-]	1.98	1.37	1.98
$\mu_{sic X} > 1.1$?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	1,428	1,428	1,428
$\mu_{sic Y}$ [-]	1.22	1.68	1.68
$\mu_{sic Y} > 1.1$?	Sì	Sì	Sì

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

7.7 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. 7.6 del 25/6/2010, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi del Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Brescia.

7.7.1 Verifica flessionale della piastra di base

La tensione massima trasmessa al terreno è pari a 0,54 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 900 \times 10^{-6} \times 40 \times 310 = 11,16 \text{ daN/cm}$;
- 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: $(167,40 - 11,16 - 13,95) / 100 \times 115,0^2 / 2 = 9409 \text{ daN}\cdot\text{m}$;

in direzione Y: $(167,40 - 11,16 - 13,95) / 100 \times 125,0^2 / 2 = 11116 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

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

- Sezione: 310 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 12 Ø12
- Armatura inferiore: 12 Ø12

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

The screenshot shows a software interface for the design of a foundation slab. The main window title is "Fondazione scaricatori 300 kV: Flessione sporgenza piastra di base".

Section Properties:

N°	b [mm]	h [mm]	N°	A _s [mm ²]	d [mm]
1	3100	300	1	1357	46
			2	1357	254

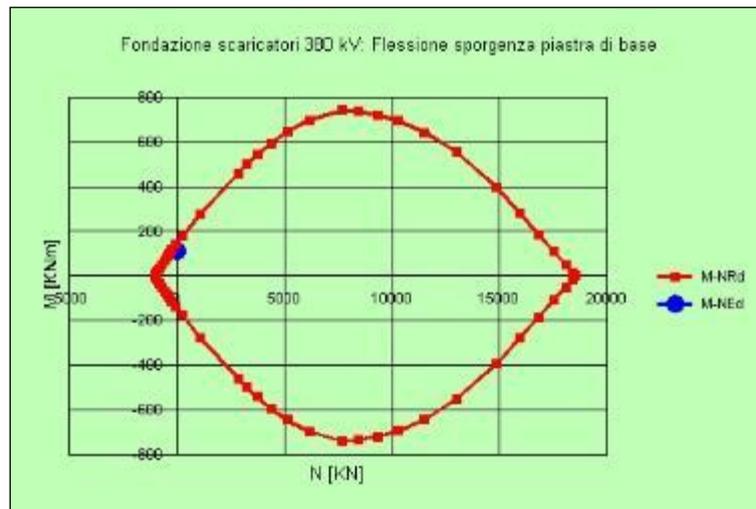
Materials:

Material	σ _{su} [%]	σ _{c2} [%]	σ _{cu} [%]	σ _{cc} / f _{cd}
B450C	67.5	2	3.5	0.8
C32/40				

Design Results:

Parameter	Value	Unit
M _{xEd}	111.16	kNm
M _{xEd}	149.3	kNm
σ _c	-10.01	N/mm ²
σ _s	391.3	N/mm ²
ξ _c	3.5	%
ξ _s	36.14	%
d	254	mm
x	22.43	mm
x/d	0.0883	
δ	0.7	

The interface also includes controls for section type (Rectangular), calculation method (S.L.U.), and material selection (B450C, C32/40).



Essendo il momento sollecitante, M_{xSd} , inferiore al momento resistente, M_{xRd} , la verifica a flessione risulta soddisfatta.

7.7.2 Verifica a taglio della piastra di base

Il valore massimo del taglio è pari a:

in direzione X: $(167,40 - 11,16 - 13,95) \times 115,0 = 16363 \text{ daN}$;

in direzione Y: $(167,40 - 11,16 - 13,95) \times 125,0 = 17786 \text{ daN}$.

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

Applicando la formulazione 4.1.23 di [4] al caso in esame, limitatamente alla sola sezione normale ad un'asse della fondazione:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 40555 \text{ daN}$
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 17786 \text{ daN}$

Essendo $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

7.7.3 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 $\varnothing 12$
- II livello armatura: 2 $\varnothing 12$
- III livello armatura: 3 $\varnothing 12$

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

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 yN

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} 102.8 kNm
M_{yRd} 66.5 kNm
 σ_c -10.01 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 τ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 34.75 ‰
d 60.21 cm
x 5.51 **x/d** 0.0915
δ 0.7

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

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

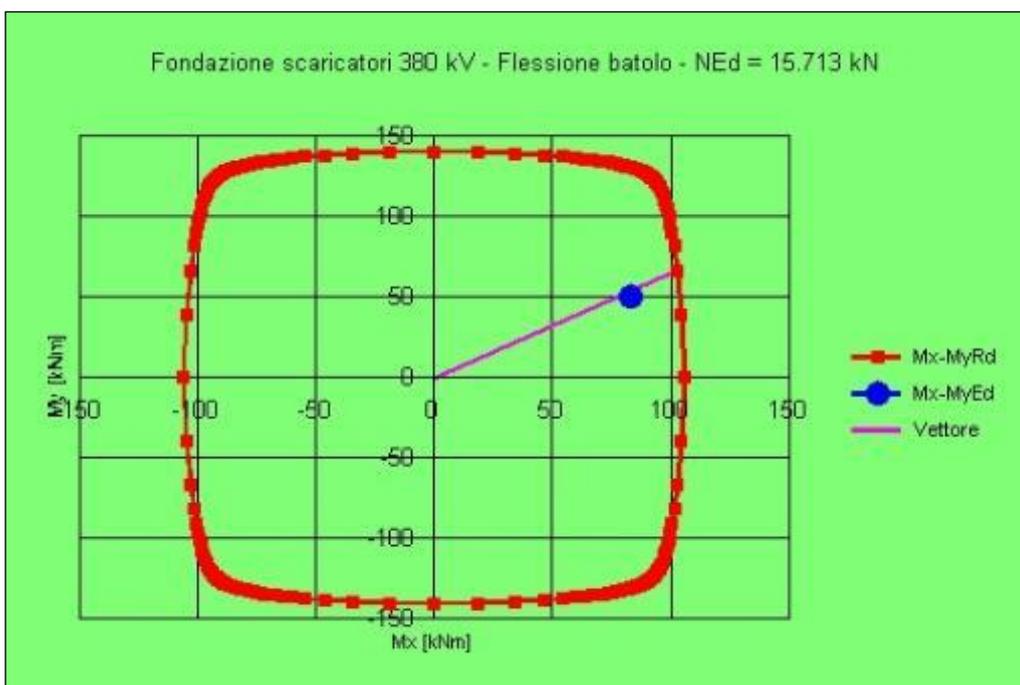
Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

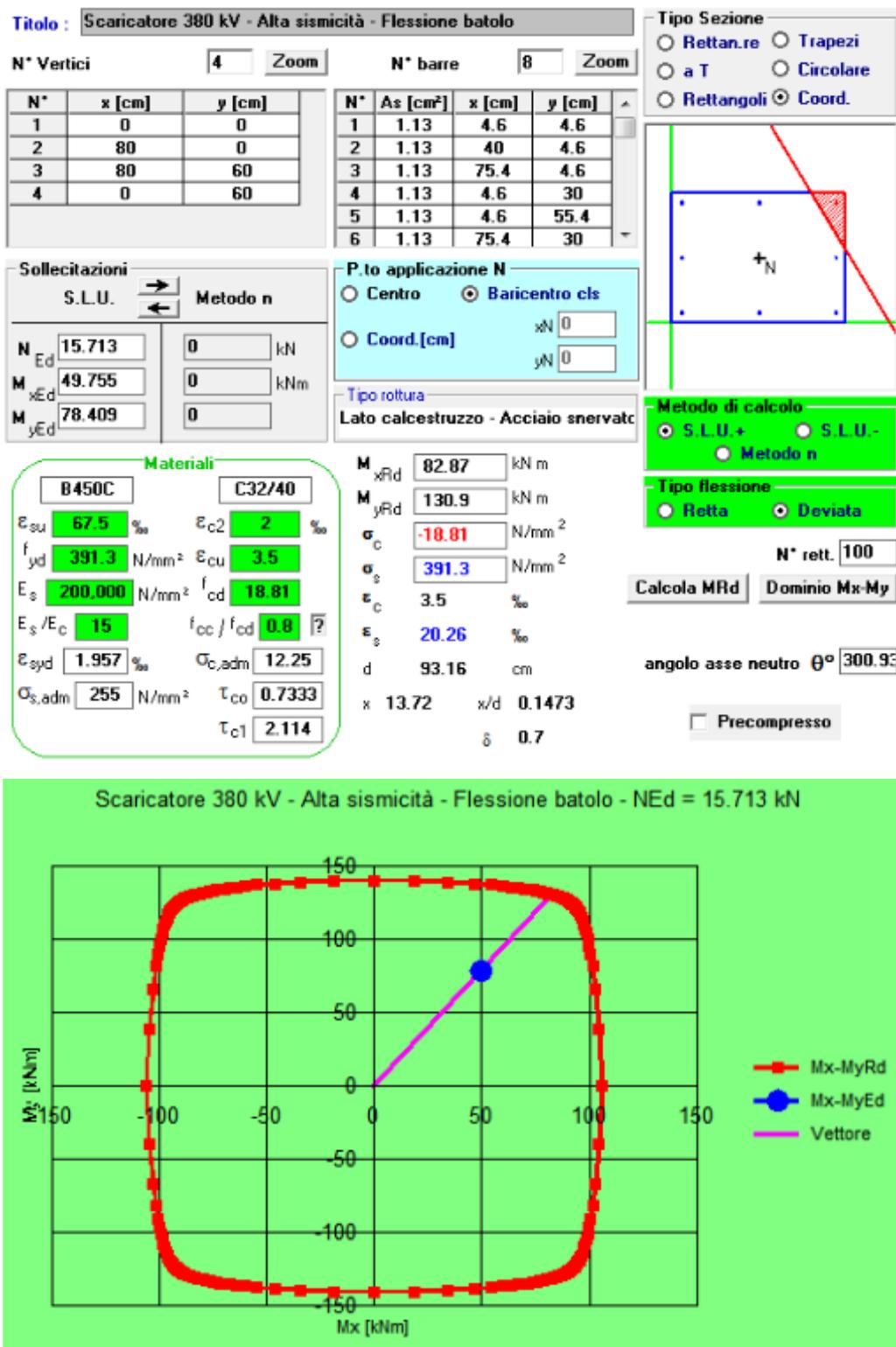
Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 356.2°

Precompresso



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea



Le verifiche a presso-flessione deviata risultano soddisfatte.

7.7.4 criteri di verifica agli stati limite di esercizio

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

È 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_0 = coefficiente di influenza (preso pari a 4,17, Bowles 1982).

$$\text{Rotazione attorno all'asse y: } \tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{83,69}{3,10^2 \cdot 3,10} \cdot 4,17 = 0,0053$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 1,65$ cm

$$\text{Rotazione attorno all'asse x: } \tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{25,11}{3,10^2 \cdot 3,10} \cdot 4,17 = 0,0016$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,50$ 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.

8 INTERRUPTORE TRIPOLARE

8.1 Caratteristiche geometriche della fondazione

La fondazione di supporto per interruttori tripolari è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Sia la parte di piastra, con spessore pari a 0,2 m su cui poggia l'armadio di comando e a cui giunge la cavetteria chiosco, che la piazzola opzionale non vengono prese in considerazione nel calcolo di verifica eseguito nel presente rapporto.

La piastra verificata ha dimensioni di 14,50 × 2,20 × 0,70 m al centro 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. 8.5) evidenziano come, nella condizione di combinazione di carico e di parametri M_i ed R_i più gravosa considerata, il valore di tensione massima scaricata sul terreno si mantenga entro il valore di $\sigma_{rott} / R_i = 2,4 / R_i$ daN/cm².

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

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

Volume calcestruzzo [m ³]	Peso calcestruzzo armato (peso specifico di 2500 daN/m ³) [daN]	Ferri della piastra di base, paralleli al lato lungo, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato lungo, armatura intermedia e superiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato corto, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato corto, armatura superiore
20,155	50388	10Ø14	12Ø14	60Ø12	60Ø12

8.2 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 mensole 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.

8.3 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 5.1e 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.

8.4 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.

8.5 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/cm²]	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/cm²]	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.

8.6 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 ?	S/	S/	S/
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 ?	S/	S/	S/

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

8.7 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.

15 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. 7.6 del 25/06/2010; 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.

8.7.1 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:
 $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times (70 \times 220 - 50 \times 30) = 20,85 \text{ daN/cm}$
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno:
 $q = 0,37 \times 220 = 81,40 \text{ daN/cm}$

Direzione X'

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

- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno:
 $q = 0,37 \times 1450 = 536,50 \text{ daN/cm}$

Direzione Y'

Titolo : Interruttore 380 kV - Verifica in direzione Y'

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi) : 4

Camp. N°	Luce	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

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

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

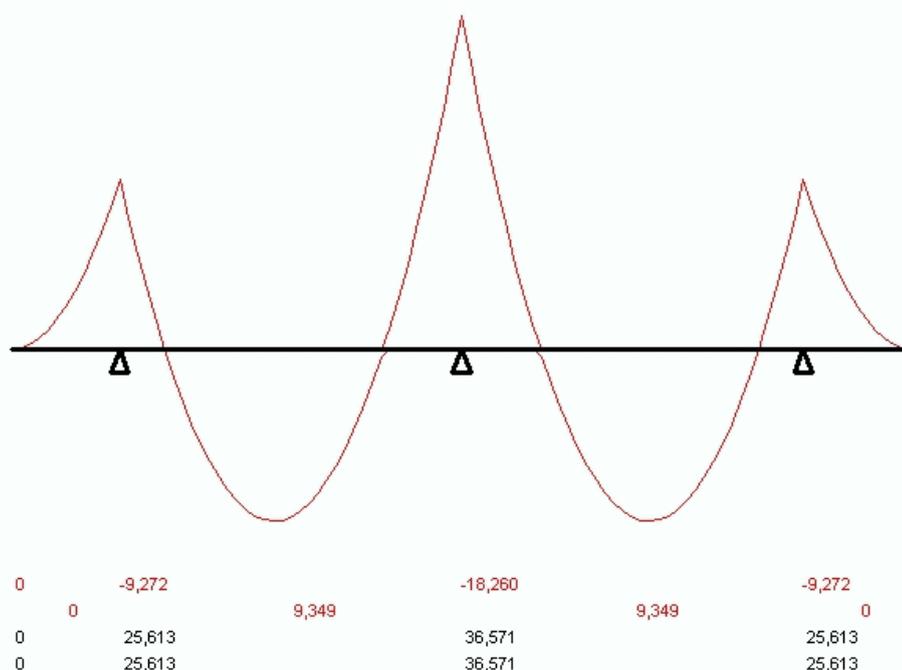
DWG Esporta Blocco ?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0		-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	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	0

File : Trave_3_appoggi_con_sbalzi - Interruttore 380 kV - Verifica in direzione Y'
 Scala momenti 1:5000 - Sollecitazioni SLU



I momenti massimi risultano essere:

M (-) = -18260 daN·m per verifica armatura inferiore

M (+) = 9349 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

Camp.	N°	Luce	Pesm	Var.	Sez. N°
1		2.2	39900	0	1

Appoggi

App.	Largh.
1	14.5
2	14.5

Sezioni

Vincoli di estremità

Sinistra Destra

Appoggio

Incastro

Libero

Elastico

δ 1 ? Calcolo

Diagrammi

Visualizza Deformata

Mostralo 1:

Scale fisse Taglio 1

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

M I M ± I

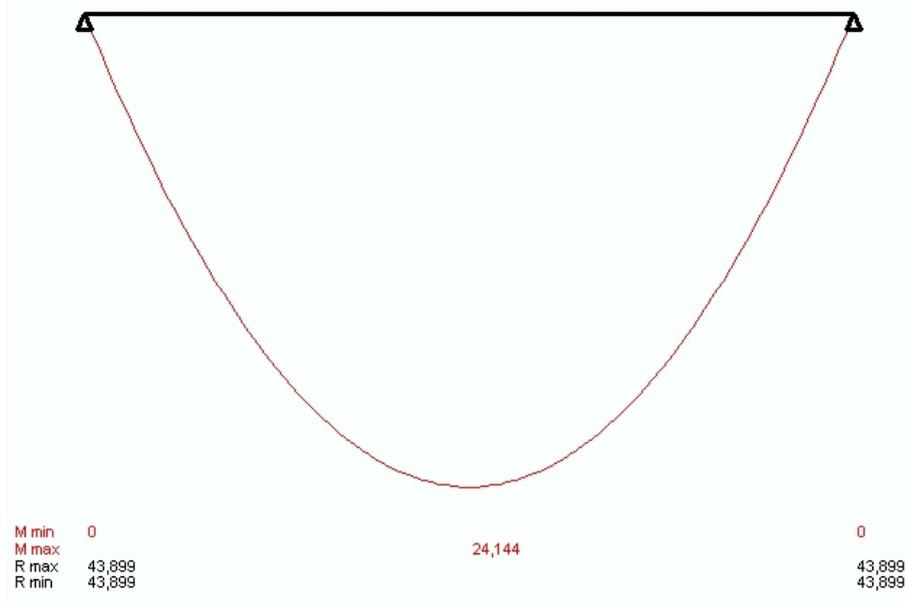
DWG Esporta Blocco ?

Risultati

Sez.	Mmax	κ Mmax	Mmin	κ 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

File: Trave_2_appoggi - Interruttore 380 kV - Verifica in direzione X'
 Scala momenti 1:20000 - Sollecitazioni SLU



Il momento massimo risulta essere:

M (+) = 24144 daN·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 0 kN
 M_{xEd} 182.6 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

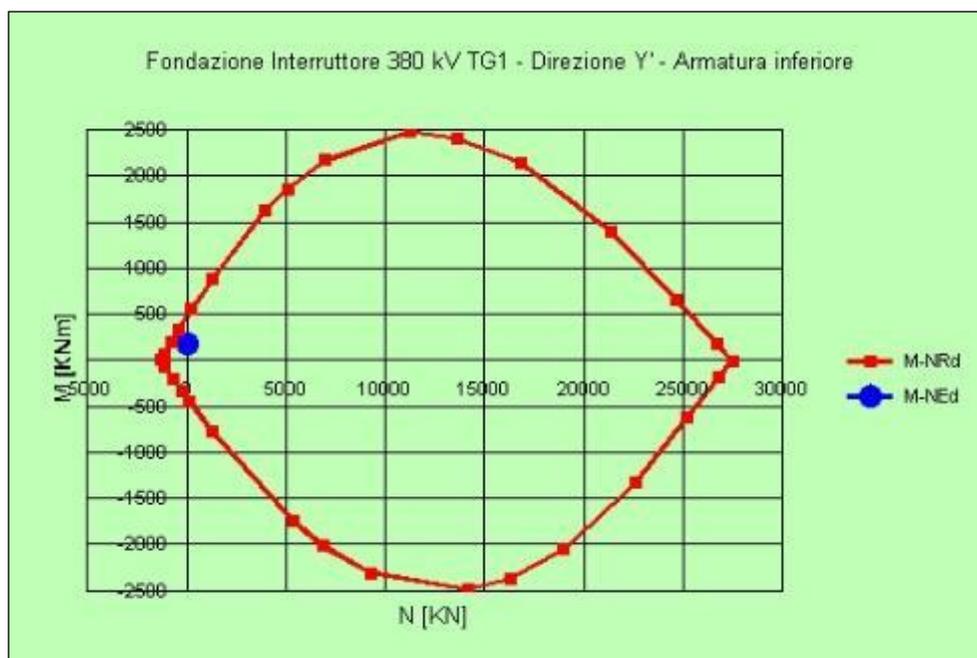
Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67.5 ‰ s_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 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

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 **0** kN
M_{xEd} 93.49 **0** kNm
M_{yEd} 0 **0**

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

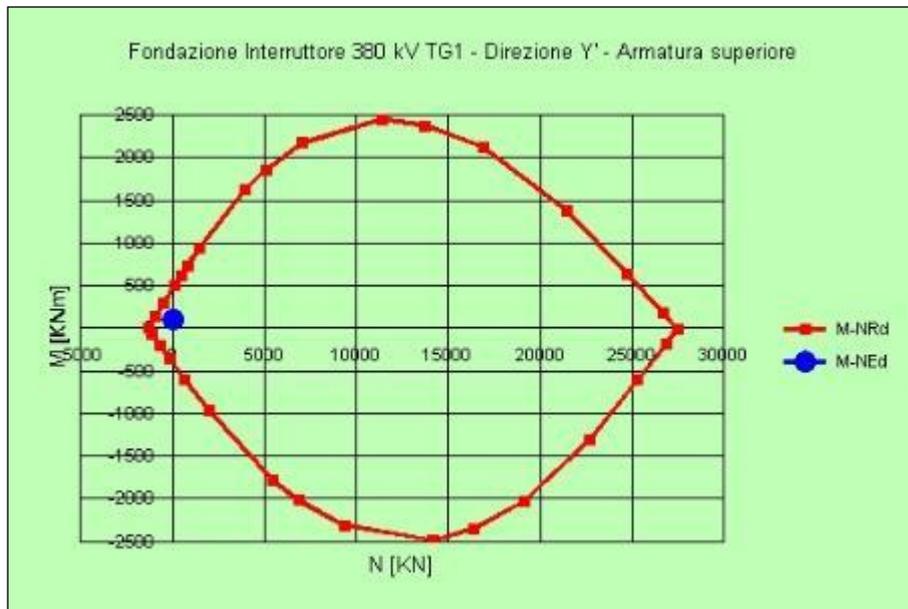
Materiali
B450C **C32/40**
 f_{su} 67.5 % f_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² f_{cu} 3.5 %
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 $\sigma_{s,adm}$ 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} -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
 ρ 3.385 ρ/d 0.05183
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviato

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 0 kN
 M_{xEd} 241.44 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipologia
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² f_{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_{cl} 2.114

M xRd 1,009 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_s 3.5 ‰
 z_s 48.26 ‰
 d 35.4 cm
 α 2.394 ω/d 0.06762
 δ 0.7

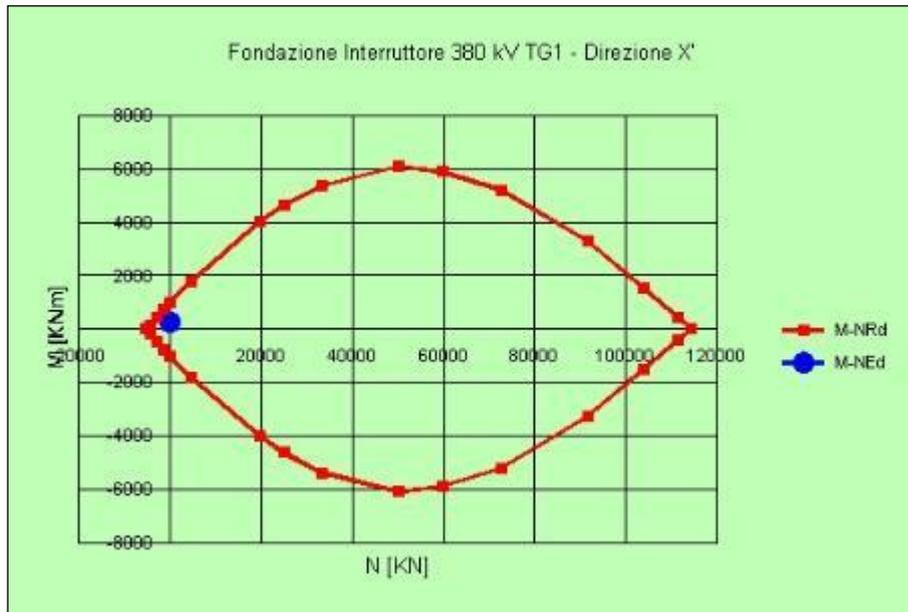
Sezione C...
 File

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

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

Precompresso



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

8.7.3 criteri di verifica agli stati limite di esercizio

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

È 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_0 = coefficiente di influenza (preso pari a 4,90, Bowles 1982).

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

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

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

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 2,04$ 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 SEZIONATORE ORIZZONTALE

9.1 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per sezionatore orizzontale è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Trattasi di una piastra di base a contatto con il terreno sulla quale sono impostati 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 disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm, per l'installazione delle apparecchiature. I batoli hanno il centro geometrico posizionato rispettivamente a 2425 e 1775 mm rispetto alla mezzeria della piastra lungo il lato lungo della fondazione, in direzione opposta rispetto ad essa. I batoli risultano centrati rispetto alla mezzeria del lato corto della fondazione.

Le dimensioni della piastra di fondazione rimangono le stesse per tutti i livelli di tensione di rottura del terreno considerati in quanto le verifiche effettuate (rif. Par. 9.5) 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	11419	11 \varnothing 12	11 \varnothing 12	24 \varnothing 12	24 \varnothing 12	10 \varnothing 10	8 \varnothing 10

9.2 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 due appoggi, considerati posizionati in corrispondenza al centro geometrico dei batoli, con mensole 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.

9.3 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.

9.4 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.

9.5 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_t - $\sigma_{rott\ terr} / \sigma_{terreno}$)

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 [dall/cm²]	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 [dall/cm²]	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.

9.6 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]	1,841	1,841	830
μ sic X [-]	3.71	1.11	1.67
mu sic X > 1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y, FY [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.

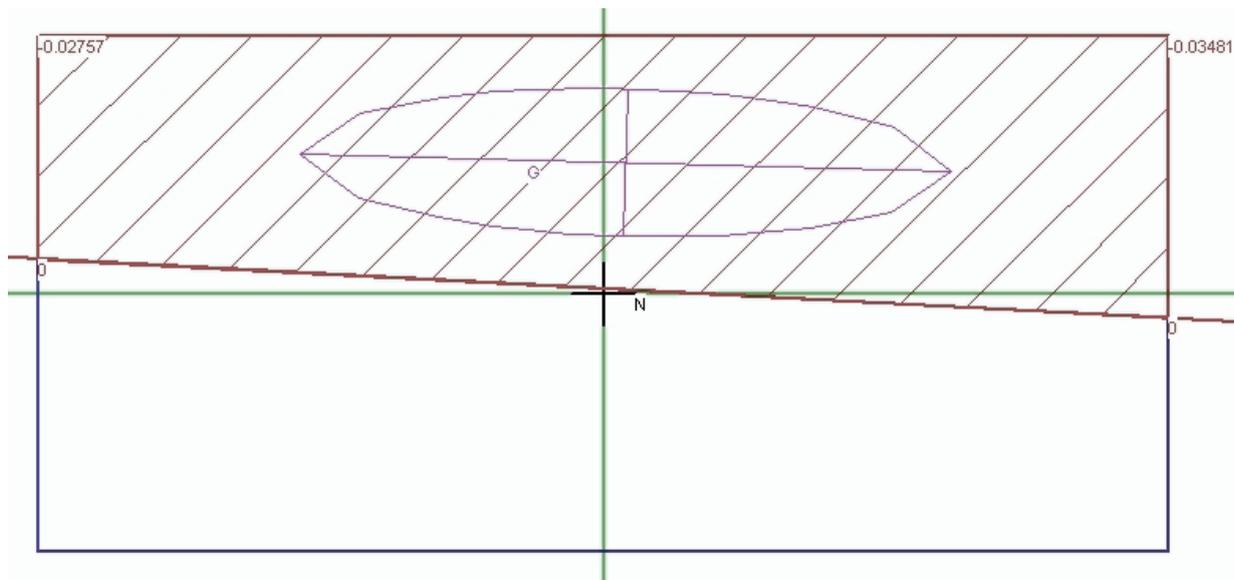
9.7 Verifica strutturale

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. 7.4 del 11/10/2009. La verifica delle sezioni in calcestruzzo armato è stata eseguita utilizzando il programma "VcaSlu" ver. 7.6 del 25/06/2010; 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.

9.7.1 Verifica flessionale della fondazione

La tensione media trasmessa al terreno è pari a 0,16 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alle travi sono:

Direzione X

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 1500 \times 0,30 \times 5,45 = 2453 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_{terr} = 900 \times 0,40 \times 5,45 = 1962 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno:
 $q = 0,16 \times 100 \times 545 = 8720 \text{ daN/m}$ (con direzione opposta ai precedenti).

Direzione Y

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 1500 \times 0,30 \times 2,50 = 1125 \text{ daN/m}$;
- 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:
 $q = 0,16 \times 100 \times 250 = 4000 \text{ daN/m}$ (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

App.	Largh.
1	5.45
2	5.45

Vincoli di estremità

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

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1: 2,000

Scale fisse Taglio 1: 10,000

Freccia 1: 0.05

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

M I M ± T

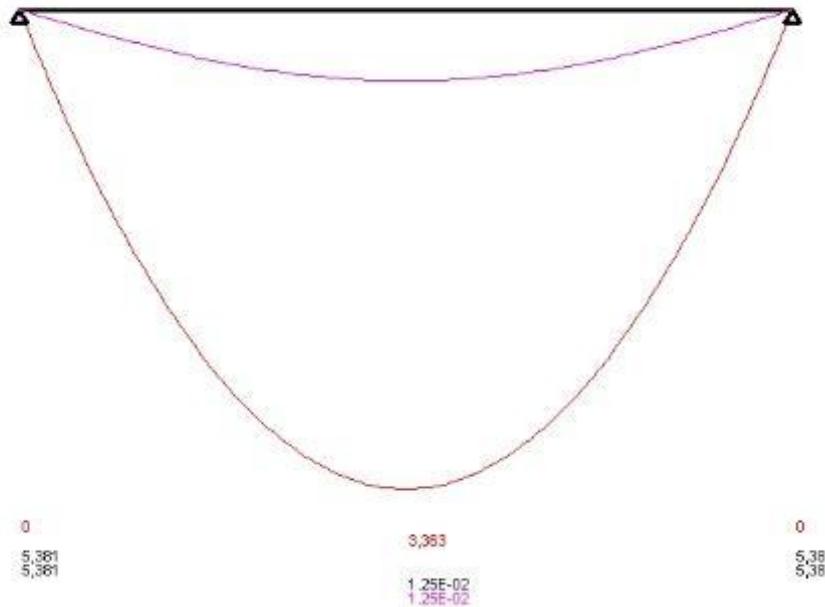
DWG Esporta Blocco ?

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 3363 daN·m.

Valutazione momenti in Direzione Y

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

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi) : 3

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

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

Vincoli di estremità

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

δ 1 ? **Calcolo**

Diagrammi

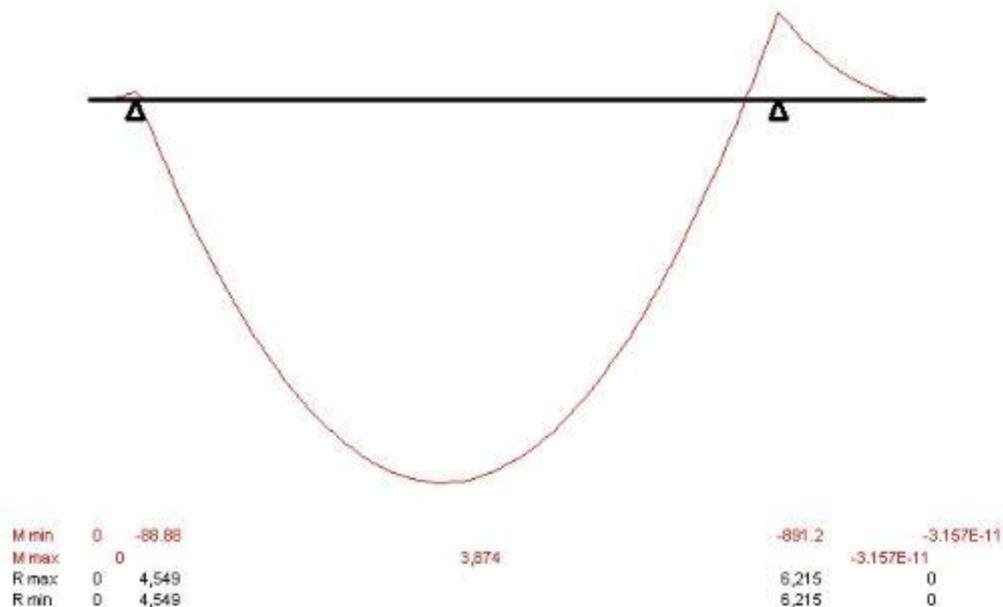
- Visualizza Deformata
- Momento 1: 2,000
- Scale fisse Taglio 1: 5,000
- Freccia 1: 0.2
- N. Punti Plottaggio: 100
- Visualizza Stampa
- M I M+I
- DWG Esporta Blocco ?

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	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 3874 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 Zoom N* strati barre 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} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

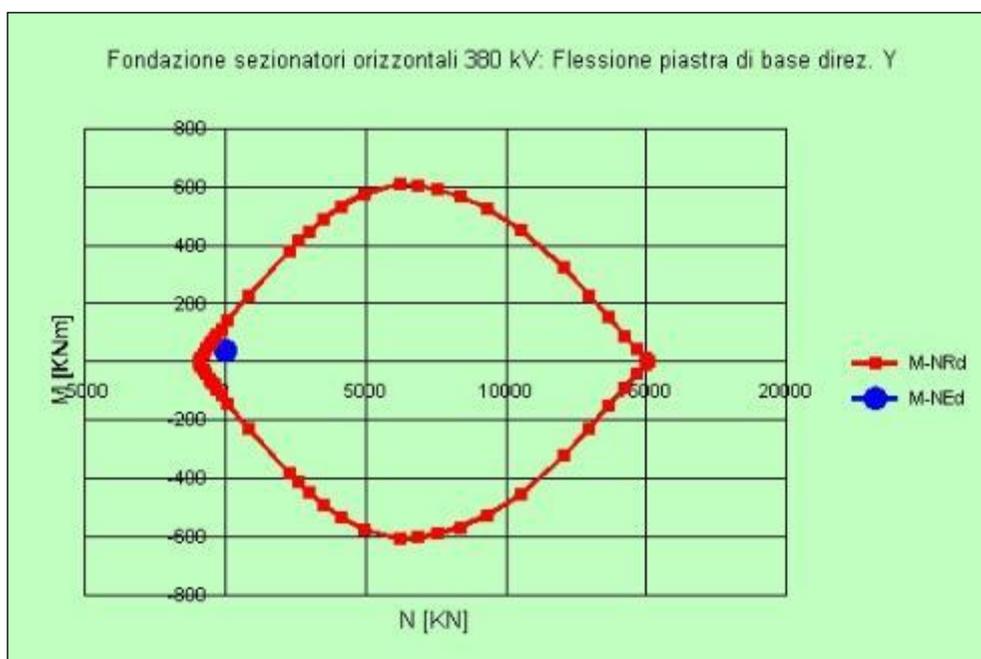
Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d mm
 x x/d
 δ

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

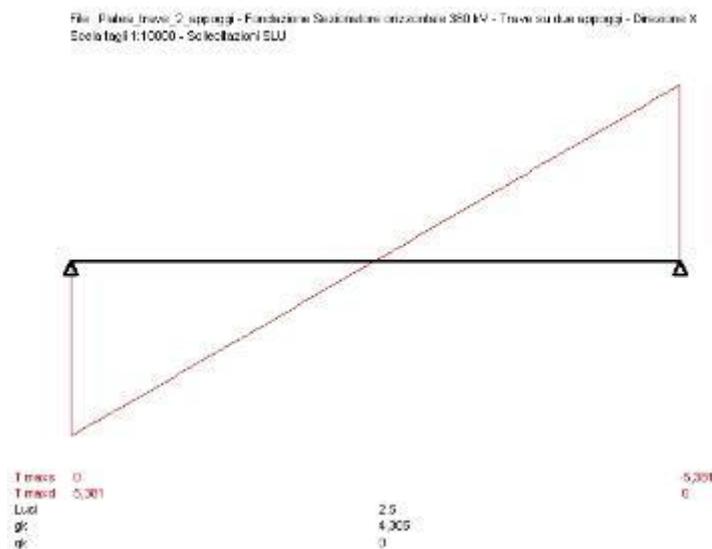
Precompresso



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

9.7.2 Verifica a taglio della piastra di base

Direzione X

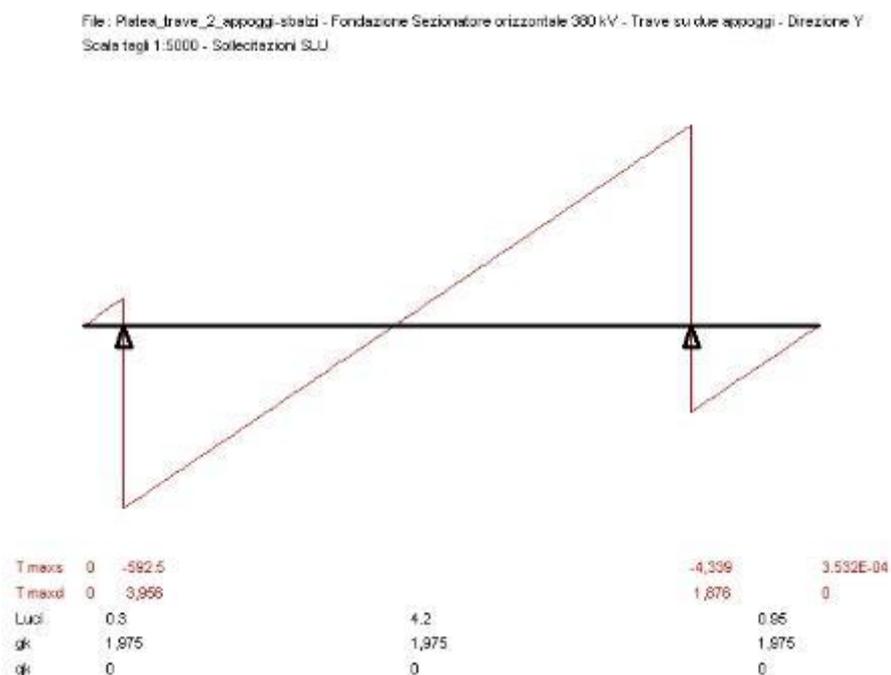


Il valore massimo del taglio è pari a 5381 daN.

Applicando la formulazione 4.1.23 di [3] al caso in esame:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 74430$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 5381$ daN

Direzione Y



Il valore massimo del taglio è pari a 4339 daN.

Applicando la formulazione 4.1.23 di [3] al caso in esame:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 34133$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 4339$ daN

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

9.7.3 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 $\varnothing 10$
- II livello armatura: 2 $\varnothing 10$
- III livello armatura: 4 $\varnothing 10$

Batolo singolo

- Sezione: 80 x 60 cm;
- Copriferro: 4 cm
- I livello armatura: 3 $\varnothing 10$
- II livello armatura: 2 $\varnothing 10$
- III livello armatura: 3 $\varnothing 10$

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

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

Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea

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

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
 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} 93.12 kN m
M_{yRd} 35.69 kN m
 σ_c -18.01 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 τ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 47.21 ‰
d 57.94 cm
x 3.999 **x/d** 0.06903
 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

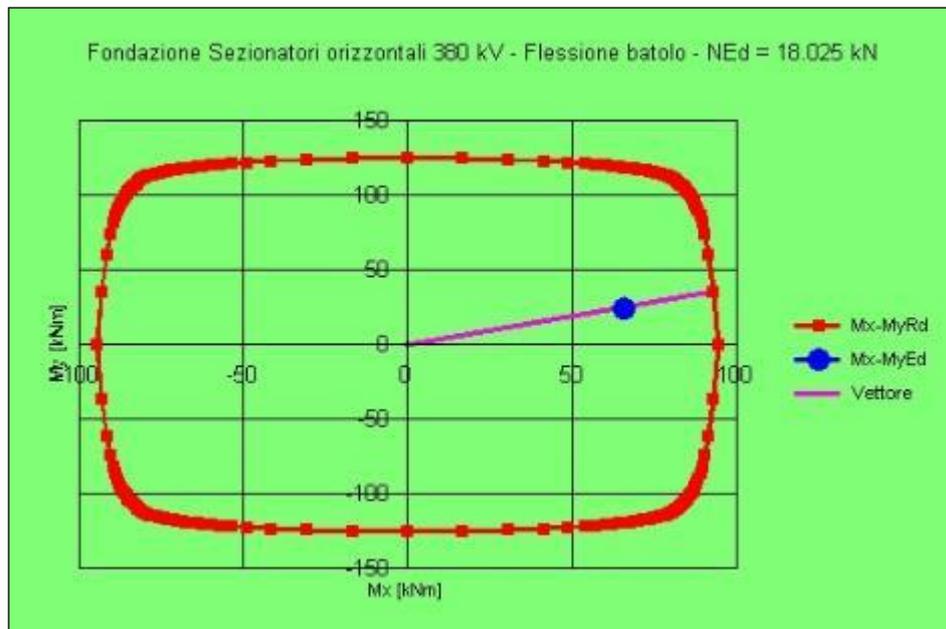
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 358.12

Precompresso



Le verifiche a presso-flessione deviata risultano soddisfatte.

Batolo 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 yN

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} 22.88 kNm
M_{yRd} 101.7 kNm
 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

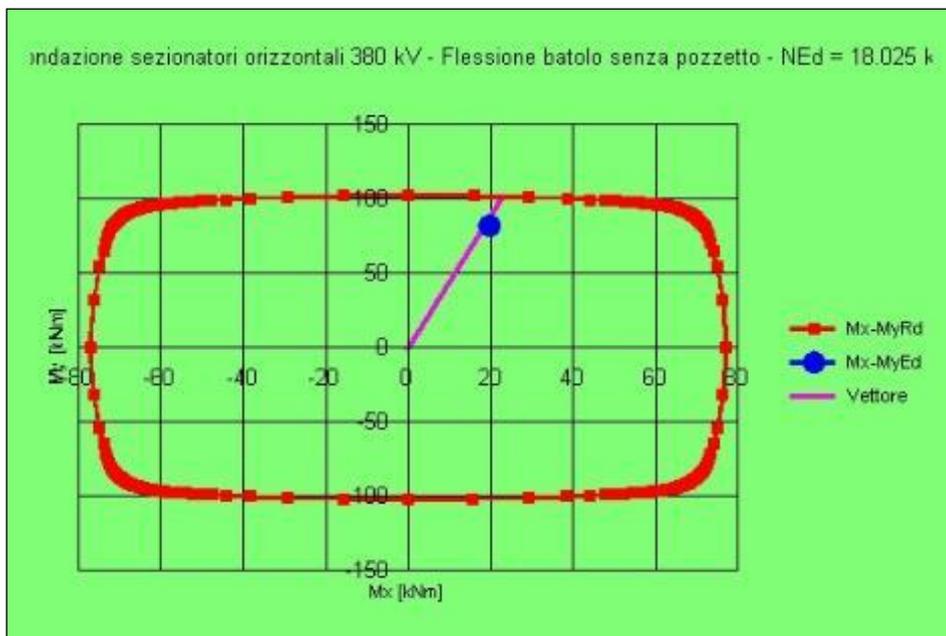
Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ^0 272.81

Precompresso



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea

Titolo : Fondazione sezionatori orizzontali 380 kV - Flessione batolo senza

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

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

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0.79	4.5	4.5
2	0.79	40	4.5
3	0.79	75.5	4.5
4	0.79	4.5	30
5	0.79	4.5	55.5
6	0.79	75.5	30

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione
 Retta Deviato

N° rett.

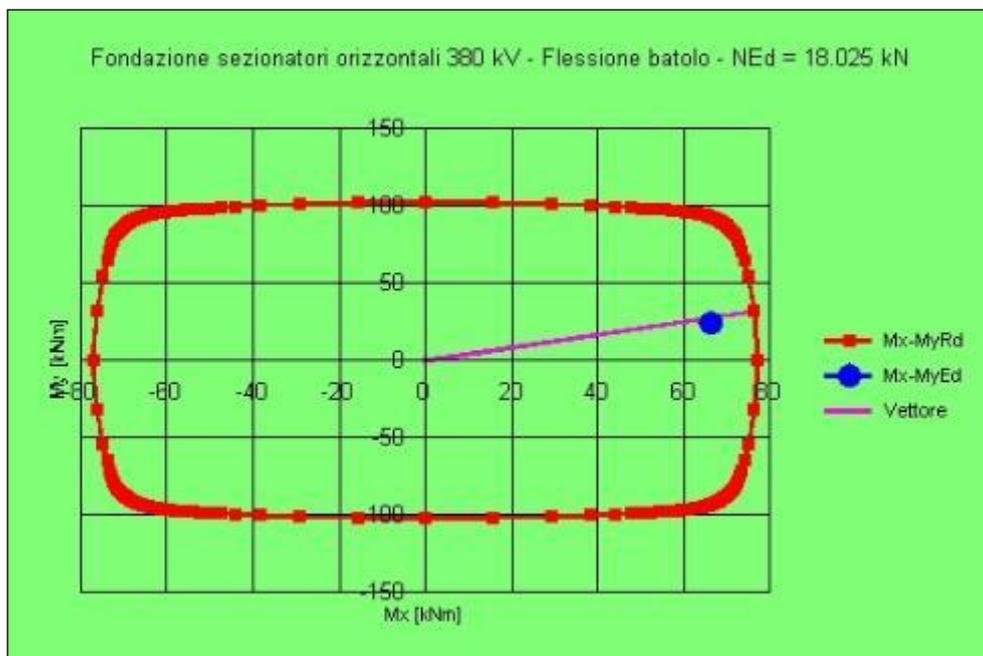
Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² σ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

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



Le verifiche a presso-flessione deviata risultano soddisfatte.

9.7.4 criteri di verifica agli stati limite di esercizio

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

È 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 rigidità.

Nell'ipotesi di $E' = 2$ 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), $q = 7,66$ 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).

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

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

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

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.

10 REATTORE CON MURI PARAFIAMMA SU TRE LATI

10.1 Descrizione della struttura

La struttura in oggetto (Figura 1, Figura 2), in c.a. gettato in opera, è costituita da una piastra di fondazione di dimensioni 25.00×14.60×0.80 m, setti di fondazione dei muri di sezione 1.13×1.00 m, muri in c.a. gettato in opera di spessore 0.40 m che si elevano dall'estradosso dei setti di fondazione a quota +0.18 m fino a quota +9.48 m ($h = 9.30$ m) ad eccezione del muro di appoggio degli isolatori che arriva alla quota di +8.15 m ($h = 7.97$ m), la cui testa viene realizzata più larga (0.70 m per un' altezza di 0.70 m) per permettere l'installazione di n° 3 isolatori tipo J01/3 con passo 7,35 m.

Completano la struttura i setti di appoggio dei tre reattori di altezza pari a $h = 0.95$ m, da estradosso della piastra di fondazione (quota -0.95 m) fino a p.c. (quota +0.00 m). Sono presenti 6 porte REI 120 lungo il muro di appoggio degli isolatori di dimensioni 1.25×1.90m.

I muri hanno, lato reattore, un rivestimento in pannelli acustici costituiti da blocchi fonoassorbenti in argilla espansa ed un copriferro maggiorato di 6 cm per la resistenza al fuoco.

Il peso complessivo del corpo macchina di ogni modulo è pari a 120 t, ogni modulo insiste su 4 appoggi; il peso complessivo del radiatore è pari a 16 t, suddiviso su 4 appoggi. Il baricentro delle masse del corpo macchina è stato ipotizzato a 3 m di altezza dal piano di campagna, mentre quello del radiatore a 4 m.

Si considera una vita di riferimento dell'opera $V_r=200$ anni, conforme ad un'opera strategica secondo le NTC 2018.

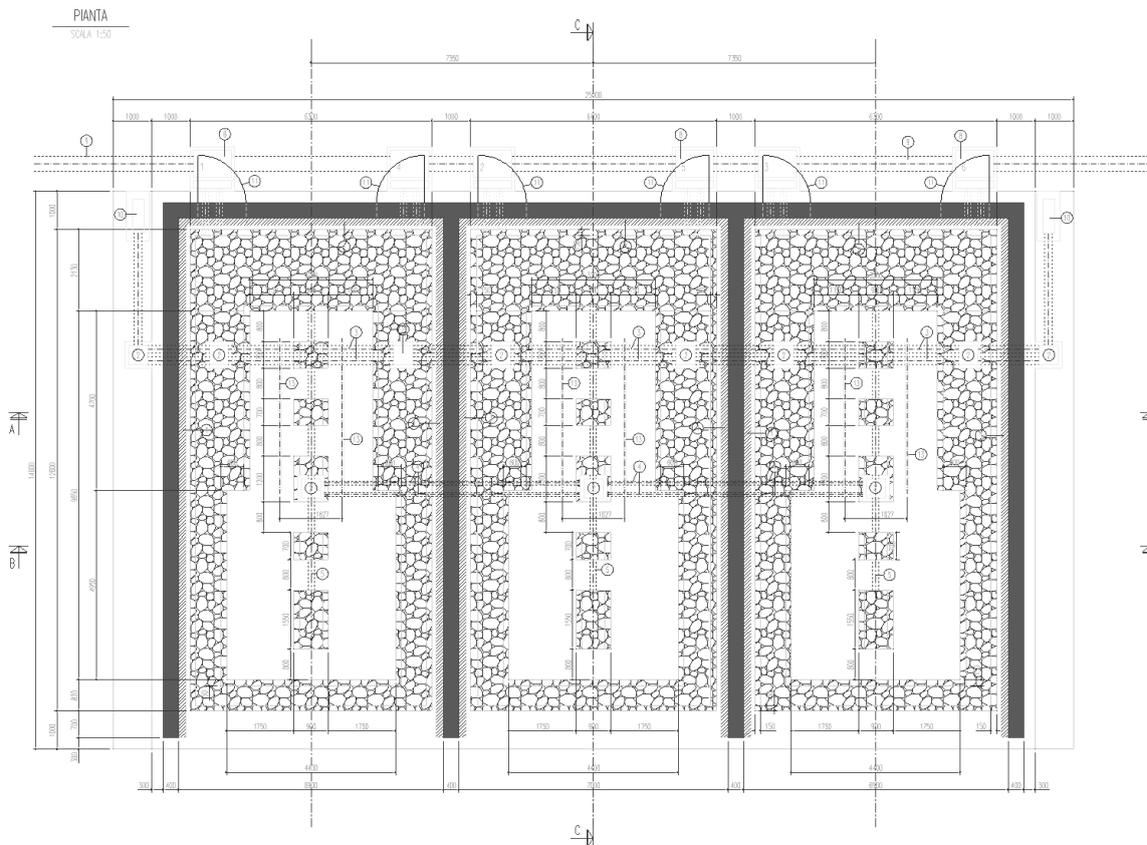


Figura 1 – Fondazione a 3 muri per reattori 380 kV. Pianta.

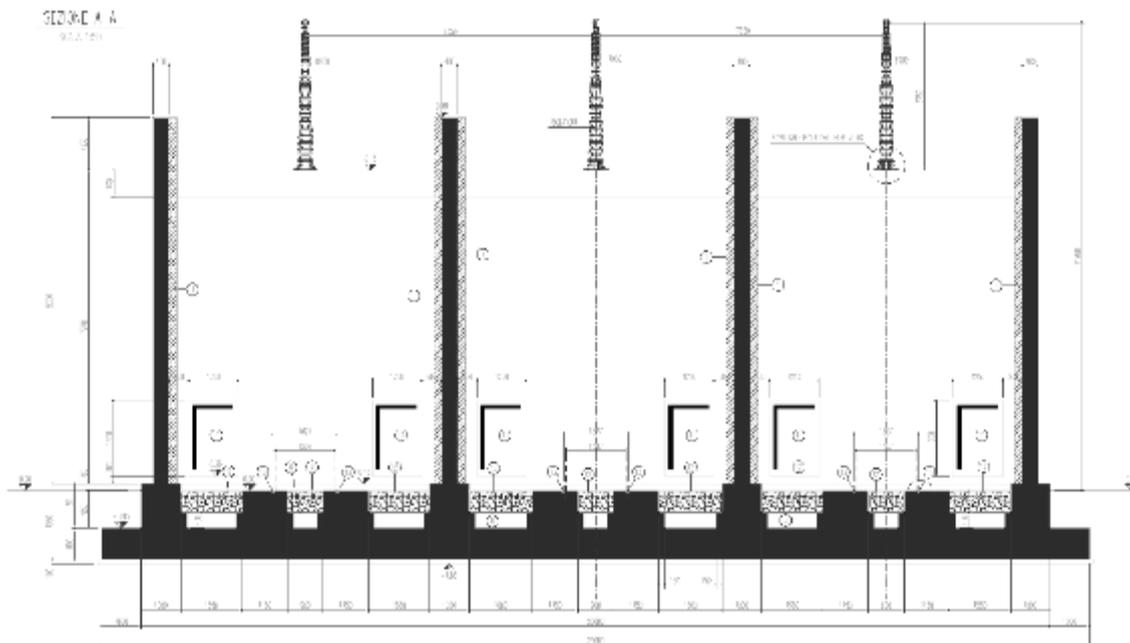


Figura 2 – Fondazione a 3 muri per reattori 380 kV. Sezione.

10.2 Sollecitazioni estreme gusci orizzontali

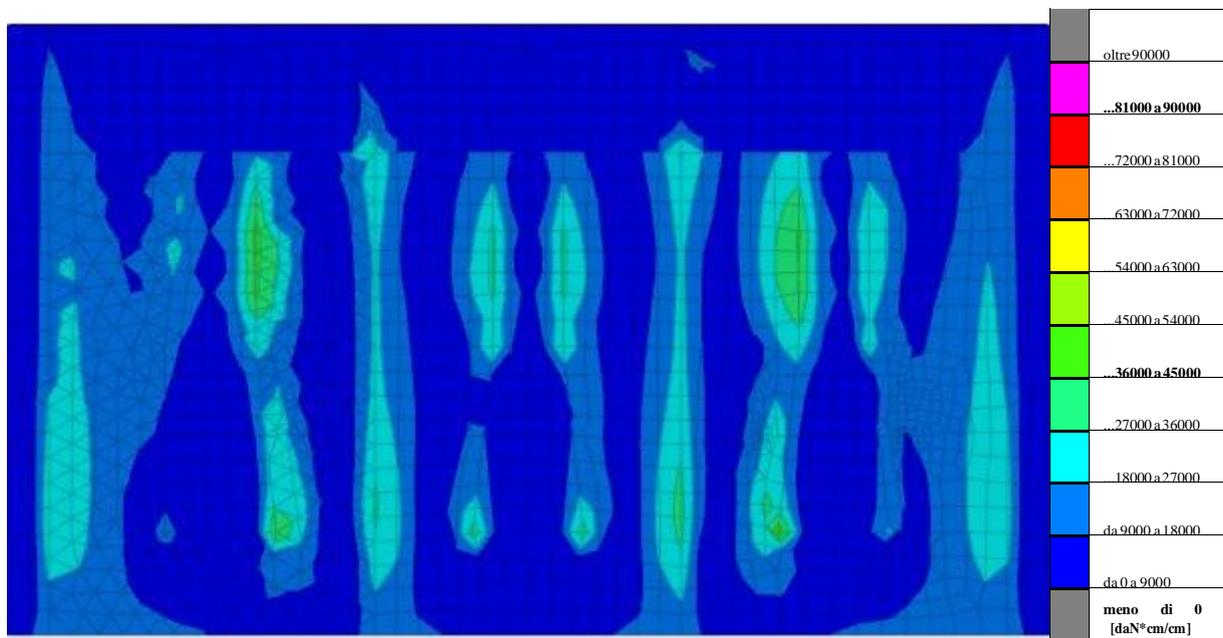


Figura 6: Sollecitazioni gusci Mxx massime.



Figura 7: Sollecitazioni gusci Mxx minime.

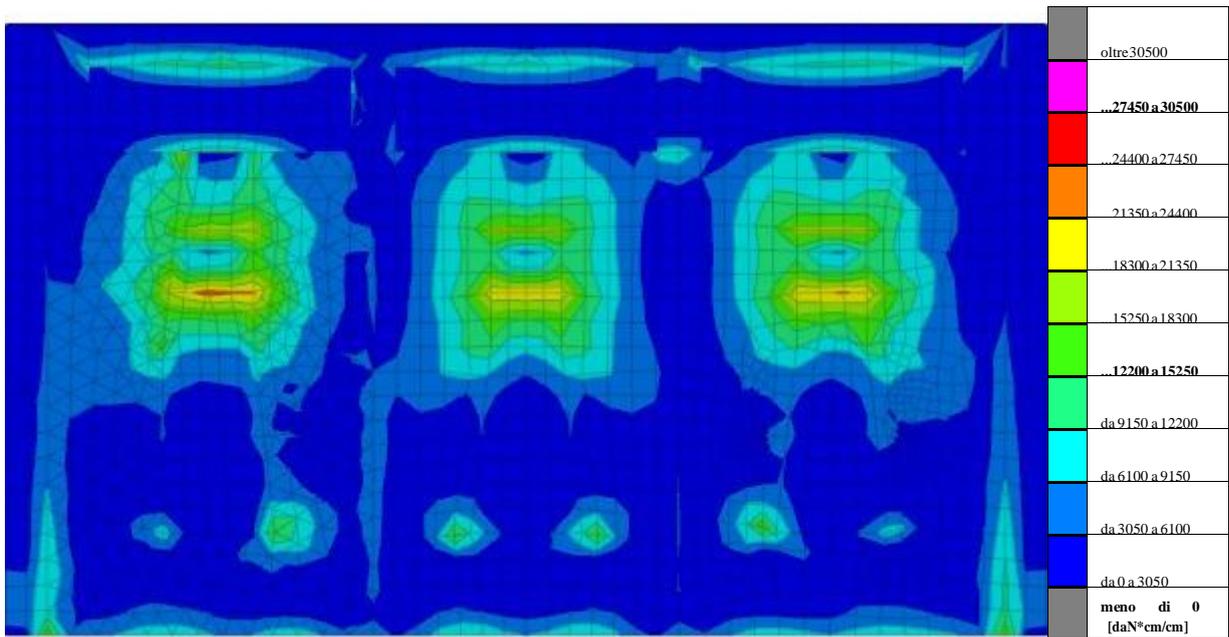


Figura 8: Sollecitazioni gusci Myy massime.

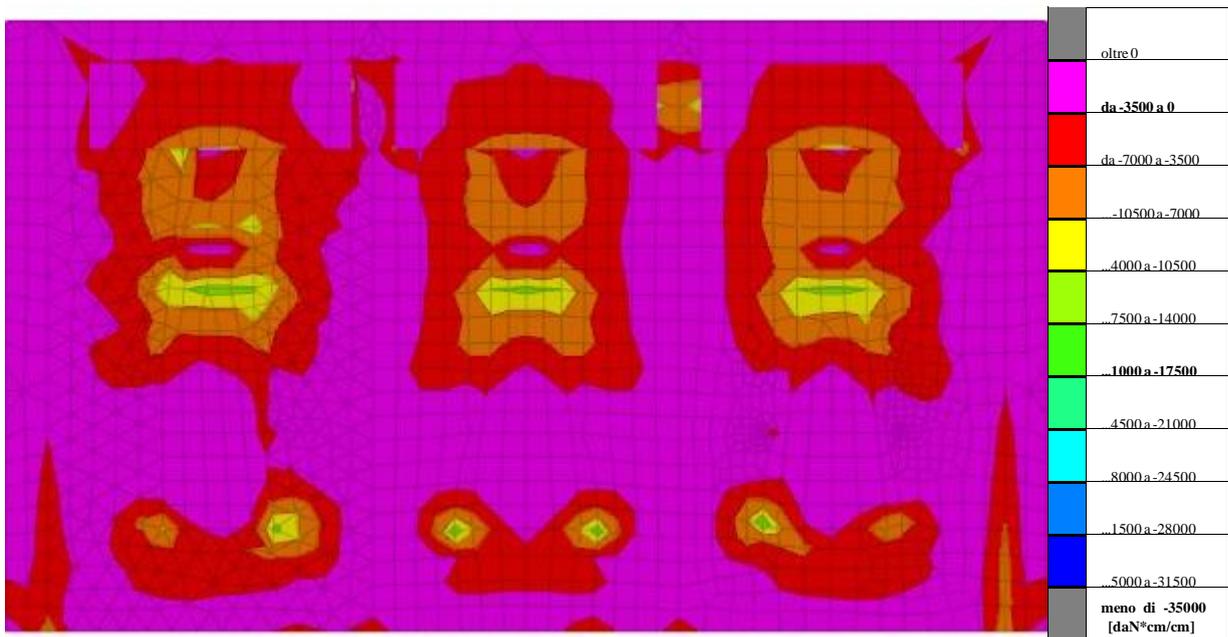


Figura 9: Sollecitazioni gusci Myy minime.

10.3 Sollecitazioni estreme gusci verticali

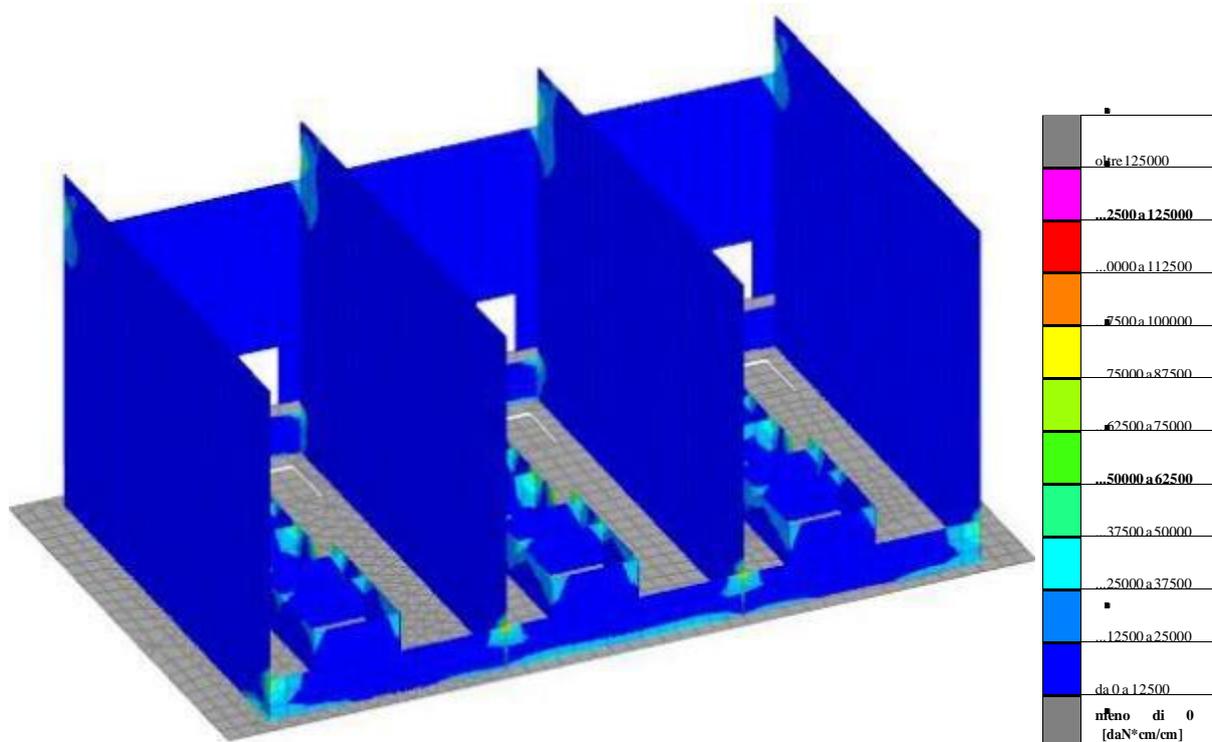


Figura 10: Sollecitazioni gusci Moo massime.

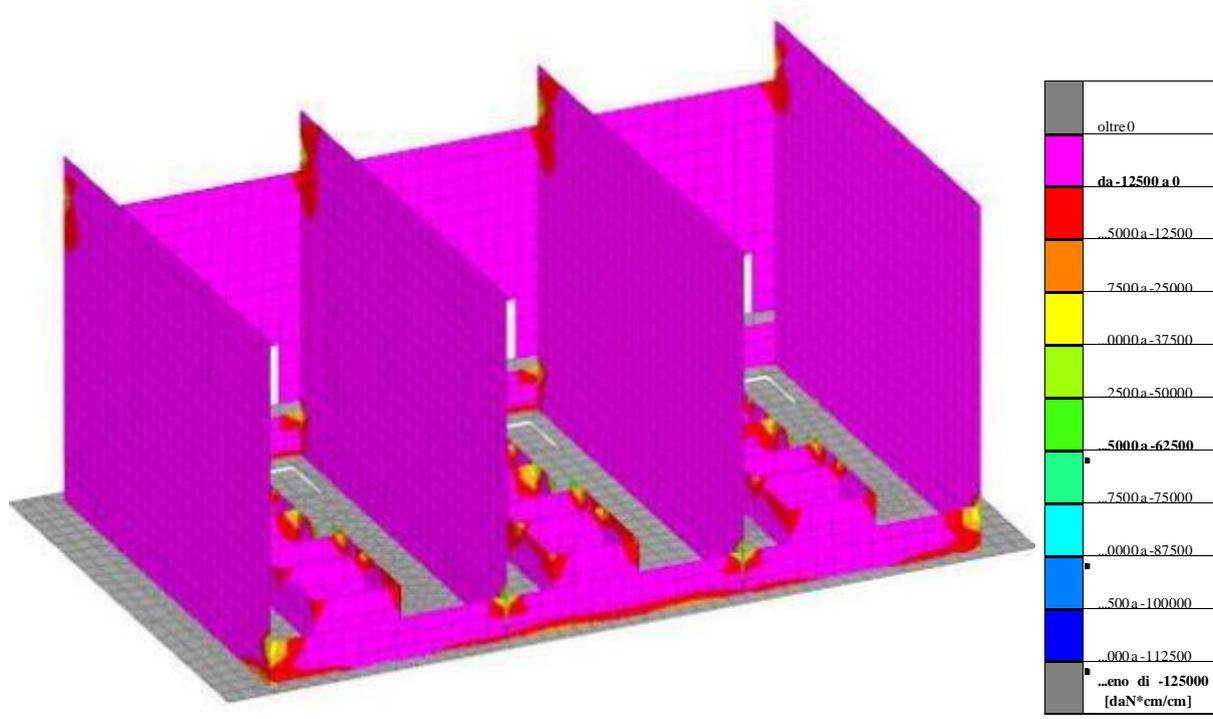


Figura 11: Sollecitazioni gusci Moo minime.

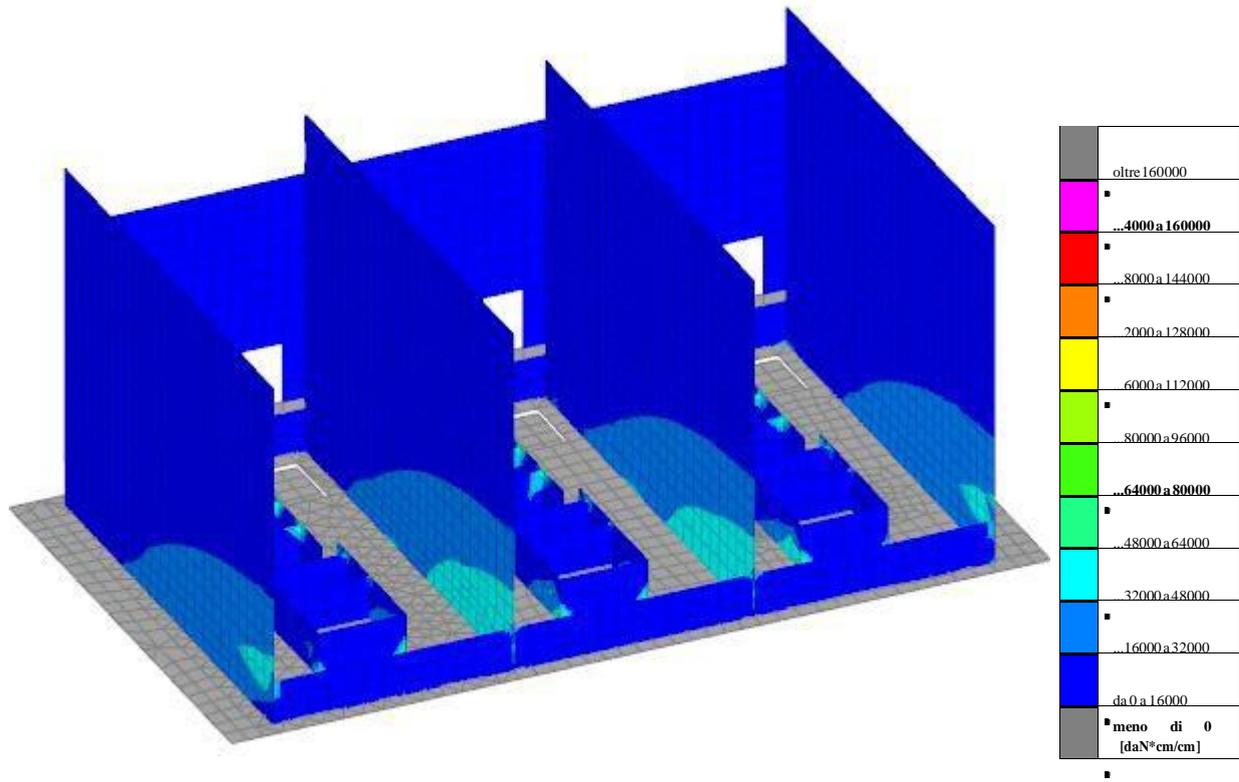


Figura 12: Sollecitazioni gusci Mzz massime.

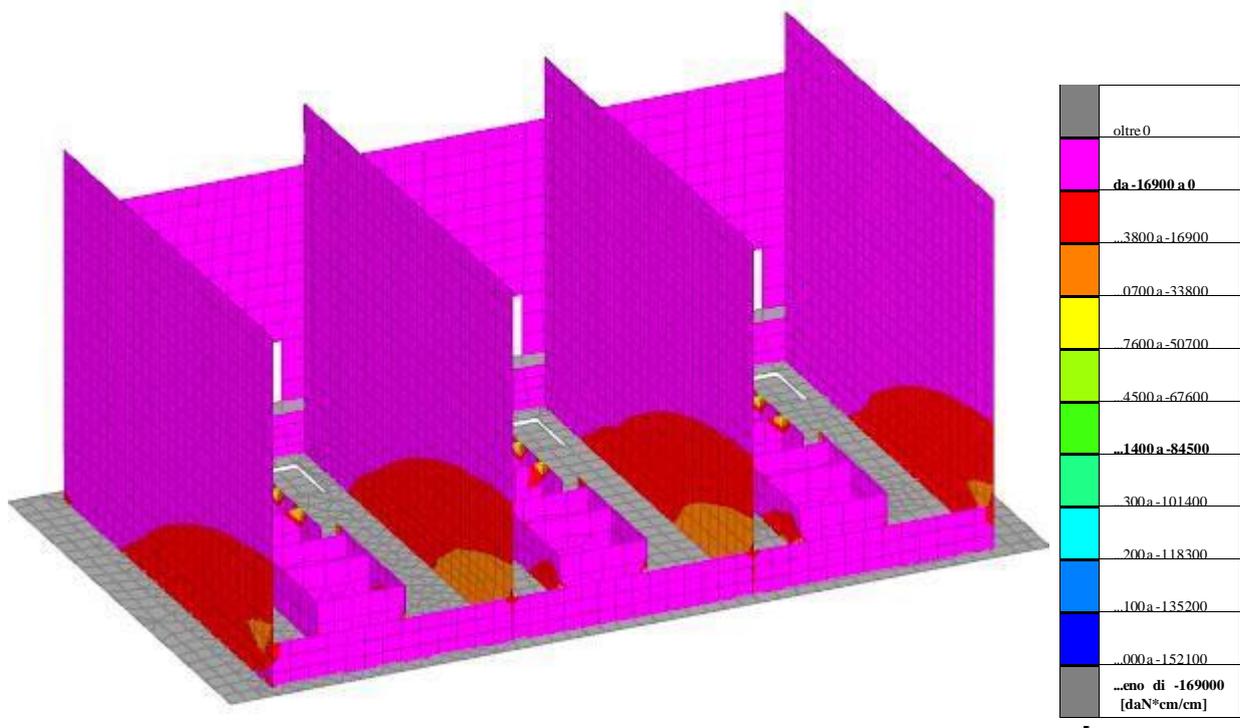
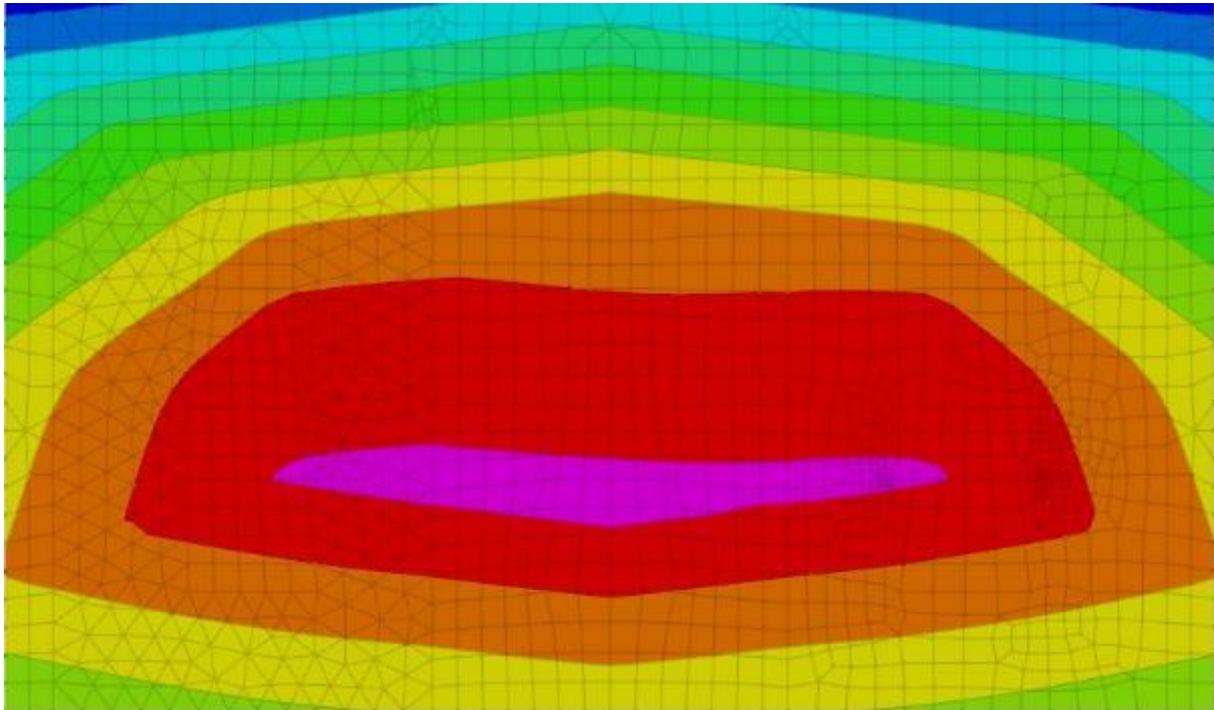


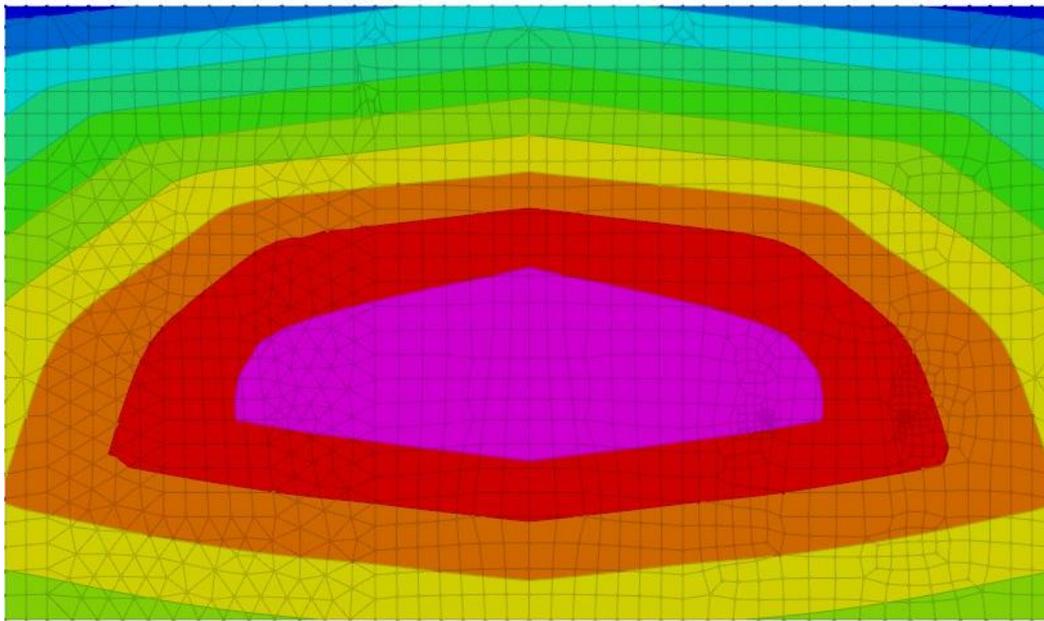
Figura 13: Sollecitazioni gusci Mzz minime.

10.4 Pressioni massime sul terreno



	da -1.1 a -1
	da -1.2 a -1.1
	da -1.3 a -1.2
	da -1.4 a -1.3
	da -1.5 a -1.4
	da -1.6 a -1.5
	da -1.7 a -1.6
	da -1.8 a -1.7
	da -1.9 a -1.8
	da -2 a -1.9 [daN/cm ²]

Figura 14: Massime compressioni sul terreno con involuipi predefiniti.



	da -1.1 a -1
	da -1.2 a -1.1
	da -1.3 a -1.2
	da -1.4 a -1.3
	da -1.5 a -1.4
	da -1.6 a -1.5
	da -1.7 a -1.6
	da -1.8 a -1.7
	da -1.9 a -1.8
	da -2 a -1.9 [daN/cm ²]

Figura 15: Massime compressioni sul terreno in famiglie SLV/SLVf/SLUEcc.

11 CABINATI DI STAZIONE

I fabbricati previsti nella stazione elettrica saranno di tipo prefabbricato costruiti in serie.

In questo caso quindi i calcoli preliminari non sono necessari poiché sarà lo stesso produttore a fornire la scheda di calcolo secondo le normative vigenti al momento della realizzazione.

12 MURO DI SOSTEGNO

Si riportano di seguito i calcoli preliminari di verifica del muro di sostegno ipotizzato per il contenimento delle scarpate nell'area di stazione.

DEFINIZIONE DATI

1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.1 Calcestruzzo

Classe del calcestruzzo		C30/37
Peso specifico del calcestruzzo	γ_{cls}	25.00 kN/m ³
Altezza del sottofondo in magrone	H _{mag}	0.10 m
Resistenza cubica caratteristica	R _{c,k}	37.00 N/mm ²
Resistenza cilindrica media	f _{c,m}	38.71 N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{c,k}	30.71 N/mm ²
Resistenza cilindrica di calcolo	f _{c,d}	20.47 N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica	f _{ct,m}	2.94 N/mm ²
Resistenza a trazione media	f _{ct,k}	2.06 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	f _{ct,d}	1.37 N/mm ²
Resistenza tangenziale di calcolo	f _{b,d}	3.09 N/mm ²
Modulo di Young	E _c	33019 N/mm ²

1.2 Acciaio

Tipo di acciaio		Fe B450C
Resistenza a trazione di calcolo	f _{y,d}	391.3 N/mm ²
Modulo di Young	E _c	206000 N/mm ²

2 PARAMETRI SISMICI SLV

[TROVA I PARAMETRI SISMICI \(a_g, F₀, T_c*\)](#)

Accelerazione massima su suolo rigido	a _g	0.912 m/s ²
Coefficiente di amplificazione spettrale	F ₀	2.483
Periodo di inizio tratto a velocità costante	T _c *	0.293 s
Categoria di sottosuolo		A
Categoria topografica		T1
Accelerazione di gravità	g	9.806 m/s ²
Accelerazione orizzontale riferita al suolo rigido adimensionale	a _g /g	0.093
Coefficiente di amplificazione topografica	S _T	1.000
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S _S	1.000
Prodotto S _S *S _T	S	1.000
Accelerazione orizzontale riferita al sito adimensionale	a _(max) /g	0.093
Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo	C _c	1.000
Periodo del tratto ad accelerazione costante	T _B	0.098 s
Periodo del tratto a velocità costante	T _c	0.293 s
Periodo del tratto a spostamento costante	T _D	1.972 s
Coefficiente di smorzamento viscoso	ξ	5 %
Coefficiente di correzione per smorzamento viscoso diverso dal 5%	η	1
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	β _m	0.38
Coefficiente sismico orizzontale	K _h	0.035
Coefficiente sismico verticale	K _v	± 0.018
Imporre β _m unitario?		no

3 GEOMETRIA DEL MURO

paramento

Altezza del paramento dall'estradosso della zattera
 Lunghezza del muro
 Spessore del paramento
 Numero di costole
 Spessore delle costole
 Distanza delle costole dal bordo esterno.
 Altezza iniziale della sezione (alla testa del paramento)
 Altezza finale della sezione (alla base del paramento)

h_p	4.00 m
L	1.00 m
s_p	0.300 m
nc	1
S_c	1.000 m
D_c	0.000 m
h_{is}	0.300 m
h_{fs}	0.700 m

muro a paramento inclinato

zattera

Altezza della zattera
 Lunghezza netta della zattera lato SX
 Lunghezza netta della zattera lato DX
 Riferimento per definire la lunghezza netta di destra della zattera

h_z	0.700 m
$s_{z,sx}$	3.600 m
$s_{z,dx}$	0.500 m
<i>Fine del tratto inclinato</i>	

dente

Altezza del dente
 Spostamento percentuale del dente rispetto all'origine degli assi
 Spessore del dente
 Posizione del baricentro del dente

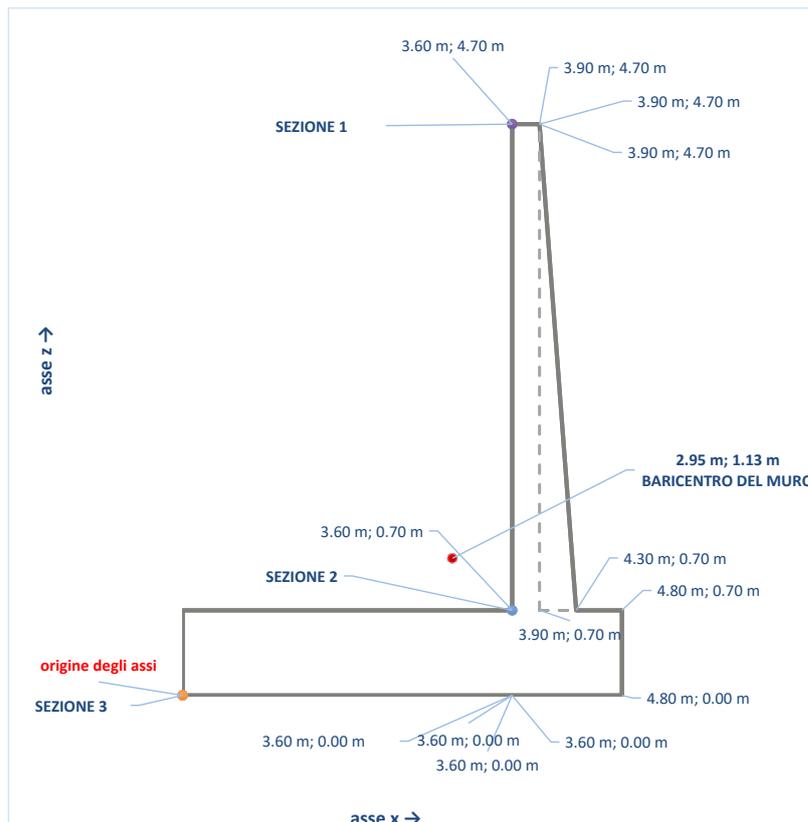
h_d	0.000 m
$S\%$	allineato
s_d	0.000 m
$X_{g,dente}$	3.600 m

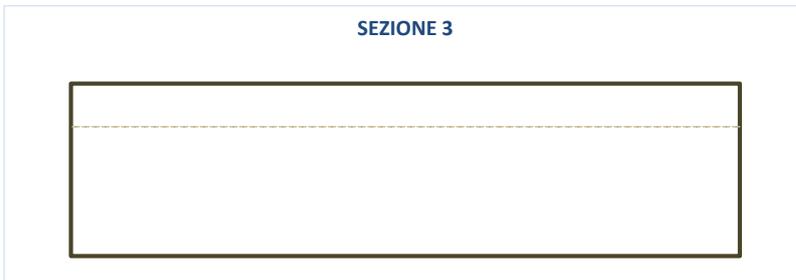
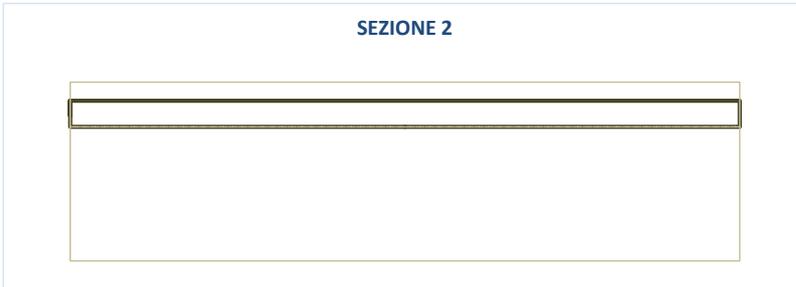
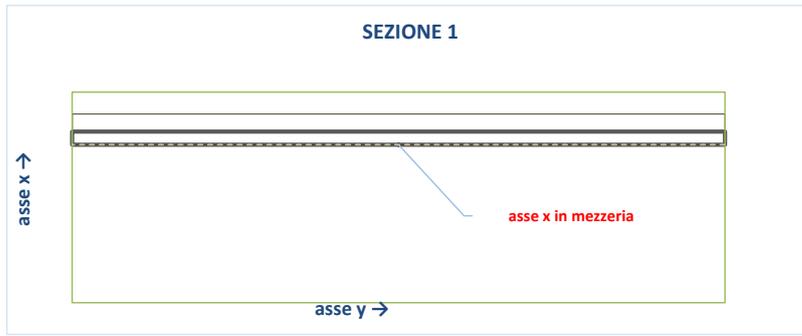
Paraghiaia

Altezza del muretto paraghiaia

h_m	0.000 m
-------	---------

3.1 Output grafico: sezione sagittale e trasversale





4 CARICHI AGGIUNTIVI

Carico permanente non strutturale sul terreno

Carico variabile sul terreno

G_{qp}	0.00 kN/m ²
q_{qp}	5.00 kN/m ²

5 GEOTECNICA

5.1 TERRAPIENO

5.1.1 Inclinazione terreno

Inclinazione del terreno a tergo del muro

ω_m	10.00 °
$\omega_{m\%}$	17.6 %

5.1.2 Stratigrafia terreno

Bisogna sempre partire dal primo strato

Angolo di attrito

Peso specifico del terreno a tergo del muro

Coesione non drenata

Coesione

Altezza dello strato

φ'	20.00 °
γ	21.0 kN/m ³
c_u	0.00 kPa
c'	0.00 kPa
Z	0.10 m

1° strato:
ghiaia-
sabbie

Angolo di attrito

Peso specifico del terreno a tergo del muro

Coesione non drenata

Coesione

Altezza dello strato

φ'	32.00 °
γ	19.5 kN/m ³
c_u	0.00 kPa
c'	0.00 kPa
Z	4.82 m

2° strato:
limi-argille

Angolo di attrito

Peso specifico del terreno a tergo del muro

Coesione non drenata

Coesione

Altezza dello strato

φ'	35.00 °
γ	21.0 kN/m ³
c_u	0.00 kPa
c'	0.00 kPa
Z	0.42 m

3° strato:
limi-argille

5.1.3 Falda

Attiva la falda:

Quota della falda dal p.c. di monte

Peso specifico acqua

	si
H_{falda}	5.35 m
γ_w	10.0 kN/m ³

5.1.4 Attrito

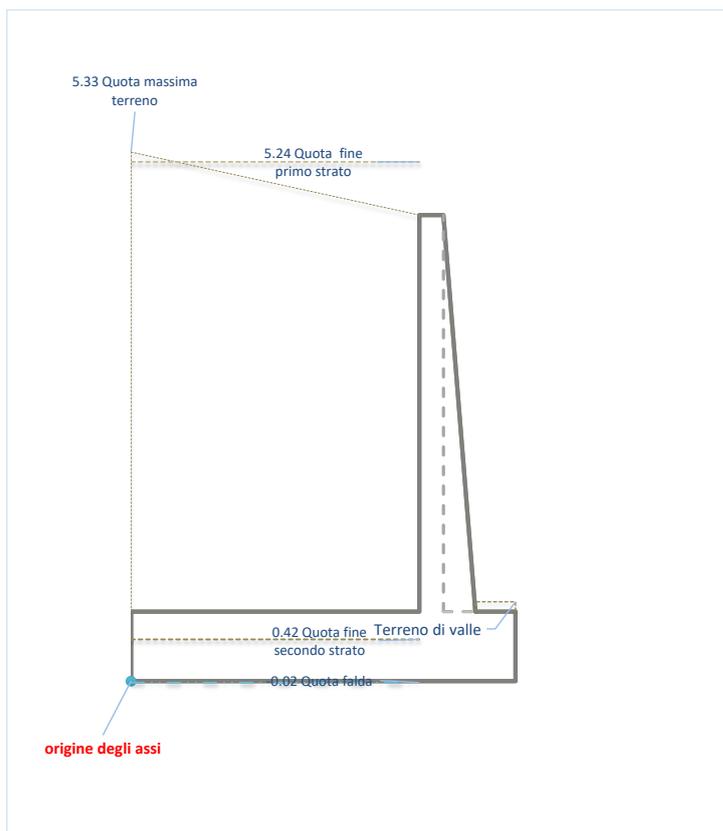
Attiva attrito muro terreno

no

5.1.5 Permeabilità del terreno

Terreno a bassa permeabilità

5.2 Output grafico



quota max terreno 5.33 m

Posizione del terreno SX

5.3 FONDAZIONE

Sabbia e ghiaia compatta

Densità relativa
Modulo elastico
Modulo edometrico
Coefficiente di Poisson
Costante di Winkler

Dr	0,7-1
E	107100 kPa
M	91427 kPa
v	0.3
Kw	54 N/cm ³

Inclinazione piano posa
Inclinazione piano campagna
Angolo di attrito
Resistenza a taglio non drenata
Coesione
Peso specifico del terreno sopra la zattera dal lato di valle
Peso specifico del terreno sotto il piano di posa.
Affondamento della zattera, misurato rispetto al piano di posa
Quota della falda dal piano campagna del lato libero
Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?
Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?

α	0.00 °
ω_v	0.00 °
φ'	35.00 °
c_u	0.00 kPa
c'	0.00 kPa
Y_{f,sopra}	19.50 kN/m ³
Y_{f,sotto}	19.50 kN/m ³
D	0.80 m
H_{falda}	0.65 m
s	si
d	si

**Strato di
fondazione:
limi-argille**

6 SELEZIONE DELLA COMBINAZIONE

Approccio e combinazione utilizzata:

APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

AZIONI	A	
	sfav.	fav.
γ_{G1}	1.00	0.90
γ_{G2}	1.00	0.80
γ_{Qk}	1.00	0.00

E' stata abilitata la verifica sismica perché sull'analisi delle spinte è stato inserita la teoria di Mononobe-Okabe

GEOTECNICA	M
$\text{Tan}(\varphi')_{,k}$	1.00
$c'_{,k}$	1.00
$c_{u,k}$	1.00
$\Upsilon_{,k}$	1.00

RESISTENZE	R
capacità portante	1.20
scorrimento	1.00

Tab.7.11.III NTC18

ANALISI DELLE SPINTE

1 COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica:

SISMICA

Secondo la combinazione:

APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

AZIONI	A
γ_{G1}	1.00
γ_{G2}	1.00
γ_{Qk}	1.00

GEOTECNICA	M
$\tan(\varphi)_{,k}$	1.00
$c'_{,k}$	1.00
$c_{u,k}$	1.00
$\gamma_{,k}$	1.00

Accelerazione massima su suolo rigido
Coefficiente di amplificazione spettrale
Periodo di inizio tratto a velocità costante
Categoria di sottosuolo
Categoria topografica
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione
Coefficiente sismico orizzontale
Coefficiente sismico verticale

a_g	0.912 m/s ²
F_0	2.483
T_c^*	0.293 s
	A
	T1
β_m	0.380
K_h	0.035
K_v	0.018

2 TERRAPIENO

Dati utilizzati nel calcolo

Angolo di attrito
Peso specifico del terreno a tergo del muro
Coesione non drenata
Coesione
Angolo di attrito muro terreno
Altezza dello strato

$\varphi'_{,d}$	20.00 °
$\gamma_{,d}$	21.0 kN/m ³
$c_{u,d}$	0.0 kPa
$c'_{,d}$	0.0 kPa
$\delta_{,d}$	0.00 °
Z	0.10 m

Angolo di attrito
Peso specifico del terreno a tergo del muro
Coesione non drenata
Coesione
Angolo di attrito muro terreno
Altezza dello strato

$\varphi'_{,d}$	32.00 °
$\gamma_{,d}$	19.5 kN/m ³
$c_{u,d}$	0.0 kPa
$c'_{,d}$	0.0 kPa
$\delta_{,d}$	0.00 °
Z	4.82 m

Angolo di attrito
Peso specifico del terreno a tergo del muro
Coesione non drenata
Coesione
Angolo di attrito muro terreno
Altezza dello strato

$\varphi'_{,d}$	35.00 °
$\gamma_{,d}$	21.0 kN/m ³
$c_{u,d}$	0.0 kPa
$c'_{,d}$	0.0 kPa
$\delta_{,d}$	0.00 °
Z	0.42 m

Quota della falda

Inclinazione del terreno a tergo del muro

ω	10.00 °
$\omega\%$	17.6 %

Altezza paramento+zattera
Altezza di calcolo del terreno

H_{tot}	4.70 m
H_{cal}	5.33 m

Peso specifico acqua

γ_w	10.0 kN/m ³
------------	------------------------

Inclinazione del paramento

ψ	90.00 °
--------	---------

Inclinazione del paramento (complementare)

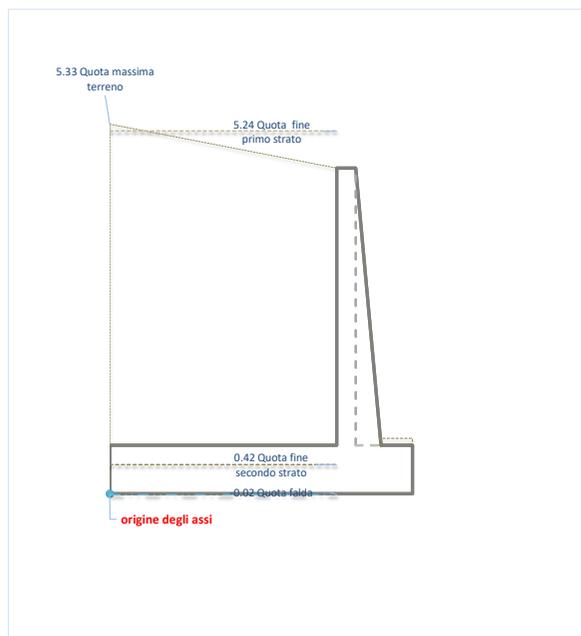
β	0.00 °
---------	--------

Inserisci drenaggio a tergo del paramento

1° strato:
ghiaia-
sabbie

2° strato:
limi-argille

3° strato:
limi-argille



A tergo del paramento è stato inserito il drenaggio;
annulla la spinta dell'acqua

Si

Resoconto coefficienti di Spinta Attiva

	STRATO 1	STRATO 2	STRATO 3
Rankine	0.490	0.307	0.271
Muller-Breslau	0.569	0.343	0.300
Lancellotta	0.490	0.307	0.271
Mononobe Okabe K(kv+)	0.608	0.368	0.323
Mononobe Okabe K(kv-)	0.610	0.368	0.323

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

CONDIZIONI NON DRENATE

1 Combinazione di calcolo e parametri sismici

Condizione di verifica: **SISMICA**
 Secondo la combinazione: **APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)**

AZIONI	A
$\gamma G1$	1.00
$\gamma G2$	1.00
γQk	1.00

GEOTECNICA	1.00
$\tan(\varphi')_{,k}$	1.00
$c'_{,k}$	1.00
$cu_{,k}$	1.00
$\gamma_{,k}$	1.00

Accelerazione massima su suolo rigido
 Coefficiente di amplificazione spettrale
 Periodo di inizio tratto a velocità costante
 Categoria di sottosuolo
 Categoria topografica
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione
 Coefficiente sismico orizzontale
 Coefficiente sismico verticale

a_g	0.912 m/s ²
F_0	2.483
T_c^*	0.293 s
	A
	T1
β_m	0.380
K_h	0.035
K_v	0.018

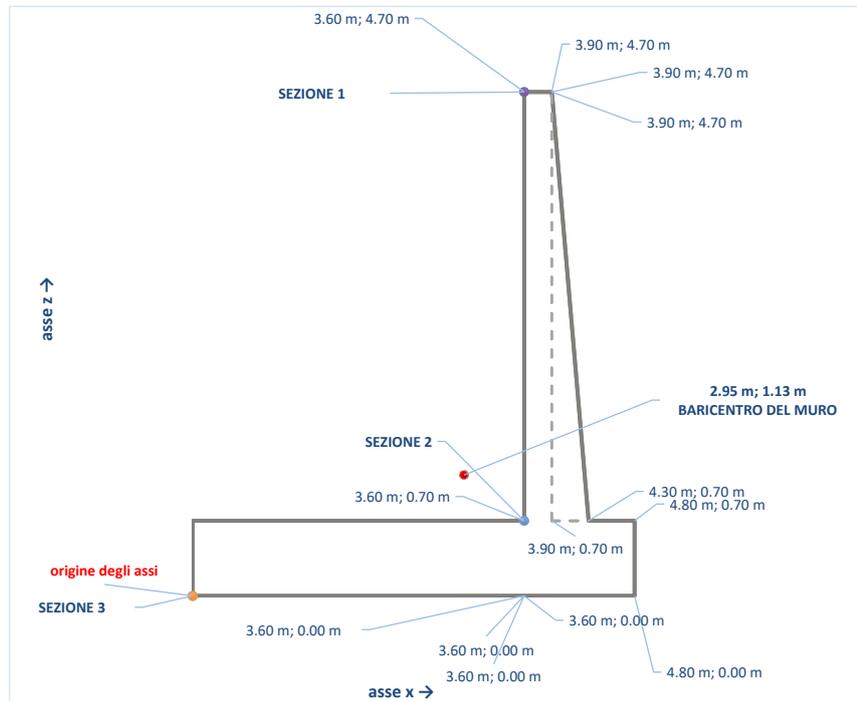
2 Caratteristiche geometriche e pesi

2.1 Caratteristiche geometriche e pesi del muro

CARATTERISTICHE DEL MURO

V	5.36 m ³
P	134.00 kN
H _{tot}	4.70 m
X _g	2.946 m
Y _g	0.000 m
Z _g	1.127 m

Peso totale calcestruzzo	ΣW 134.00 kN
Braccio della forza risultante, dovuto al peso del muro	x_0 1.85 m



	H	V	P	X _g	Y _g	Z _g
Paraghiaia	0.00 m	0.00 m ³	0.00 kN			
Paramento	4.00 m	2.00 m ³	50.00 kN	3.86 m	0.00 m	2.43 m
Zattera	0.70 m	3.36 m ³	84.00 kN	2.40 m	0.00 m	0.35 m
Dente	0.00 m	0.00 m ³	0.00 kN			

2.2 Caratteristiche geometriche e pesi del sistema terra-muro

Peso del terreno che grava sulla zattera	W_t 306.29 kN
Braccio della forza risultante, dovuto al peso del terreno	x_t 3.04 m
Peso specifico (media pesata)	γ_m 19.6 kN/m ³

baricentro terra muro

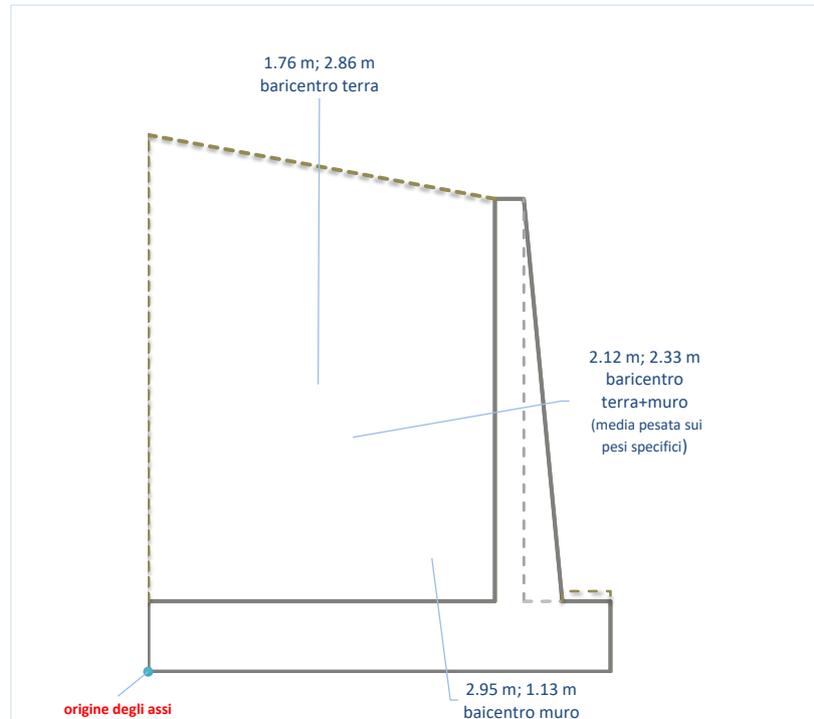
$X_{g,t+m}$	2.12 m
$Y_{g,t+m}$	0.00 m
$Z_{g,t+m}$	2.33 m

baricentro terra

$X_{g,t}$	1.76 m
$Y_{g,t}$	0.00 m
$Z_{g,t}$	2.86 m

baricentro muro

X_g	2.95 m
Y_g	0.00 m
Z_g	1.13 m



3 Verifica allo SLU di ribaltamento

3.1 La verifica al ribaltamento si tratta con la combinazione EQU

Condizione di verifica: SISMICA

Secondo la combinazione: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

CARICHI DESTABILIZZANTI

	M_r	γ_{G1}	Amp. $\beta_m +50\%$	M_{ed}
Analisi delle Spinte Cond. non drenate	386.3 kNm	1.00	1.45	560.1 kNm
				Ed 560.14

CARICHI STABILIZZANTI

	Peso	γ_g	Peso _d	dist dal c.r.	M_{rd}
Muro	134.00 kN	1.00	134.00 kN	1.85	248.4 kNm
Terra	306.29 kN	1.00	306.29 kN	3.04	929.6 kNm
G ₂	18.00 kN	1.00	18.00 kN	3.00	54.0 kNm
Q _k	0.00 kN	0.00	0.00 kN	3.00	0.0 kNm
S _{h,tot Y}	0.00 kN	0.67	0.00 kN	3.60	0.0 kNm
K _v x W _{tot}	7.78 kN	1	7.78 kN	2.12	16.5 kNm
	466.07 kN		466.07 kN		1248.6 kNm
			Coefficiente parziale Ribaltamento		1.15
				Rd	1085.7 kNm

Rd/Ed 2.23 **VERIFICATO**

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

CONDIZIONI DRENATE

1 Combinazione di calcolo e parametri sismici

Condizione di verifica: **SISMICA**
 Secondo la combinazione: **APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)**

AZIONI	A
γ_{G1}	1.00
γ_{G2}	1.00
γ_{Qk}	1.00

GEOTECNICA	1.00
$\tan(\varphi)_{,k}$	1.00
$c'_{,k}$	1.00
$c_{u,k}$	1.00
$\gamma_{,k}$	1.00

Accelerazione massima su suolo rigido
 Coefficiente di amplificazione spettrale
 Periodo di inizio tratto a velocità costante
 Categoria di sottosuolo
 Categoria topografica
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione
 Coefficiente sismico orizzontale
 Coefficiente sismico verticale

a_g	0.912 m/s ²
F_0	2.483
T_c^*	0.293 s
	A
	T1
β_m	0.380
K_h	0.035
K_v	0.018

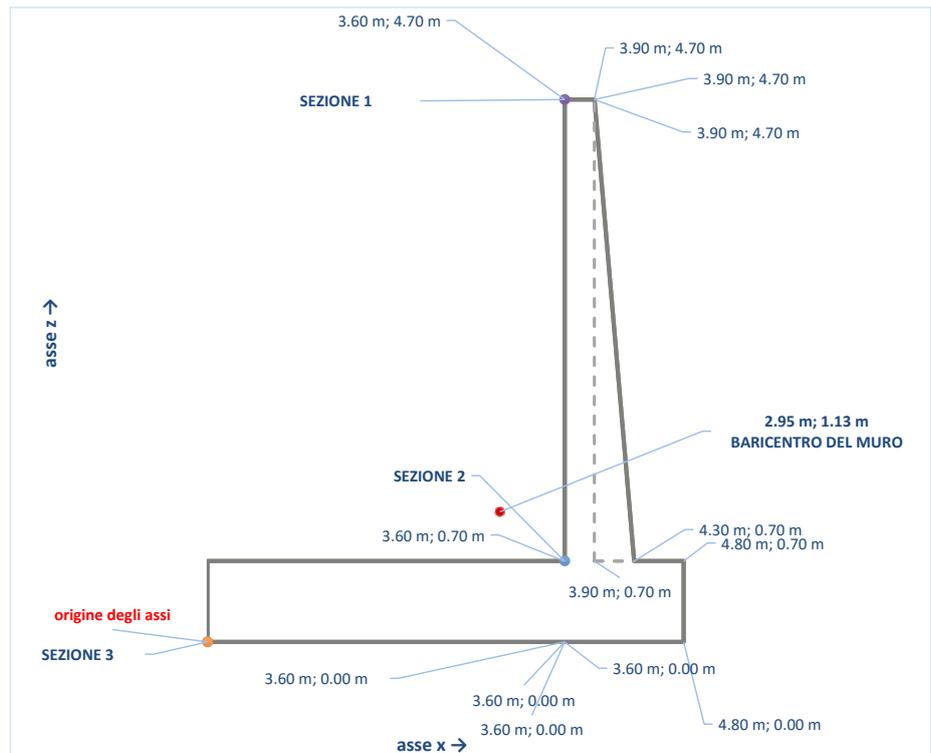
2 Caratteristiche geometriche e pesi

2.1 Caratteristiche geometriche e pesi del muro

CARATTERISTICHE DEL MURO

V	5.36 m ³
P	134.00 kN
H _{tot}	4.70 m
X _g	2.946 m
Y _g	0.000 m
Z _g	1.127 m

Peso totale calcestruzzo	ΣW 134.00 kN
Braccio della forza risultante, dovuto al peso del muro	X_0 1.85 m



	H	V	P	X _g	Y _g	Z _g
Paragliaia	0.00 m	0.00 m ³	0.00 kN			
Paramento	4.00 m	2.00 m ³	50.00 kN	3.86 m	0.00 m	2.43 m
Zattera	0.70 m	3.36 m ³	84.00 kN	2.40 m	0.00 m	0.35 m
Dente	0.00 m	0.00 m ³	0.00 kN			

2.2 Caratteristiche geometriche e pesi del sistema terra-muro

Peso del terreno che grava sulla zattera	W_t 306.29 kN
Braccio della forza risultante, dovuto al peso del terreno	x_t 3.04 m
Peso specifico (media pesata)	γ_m 19.6 kN/m ³

baricentro terra muro

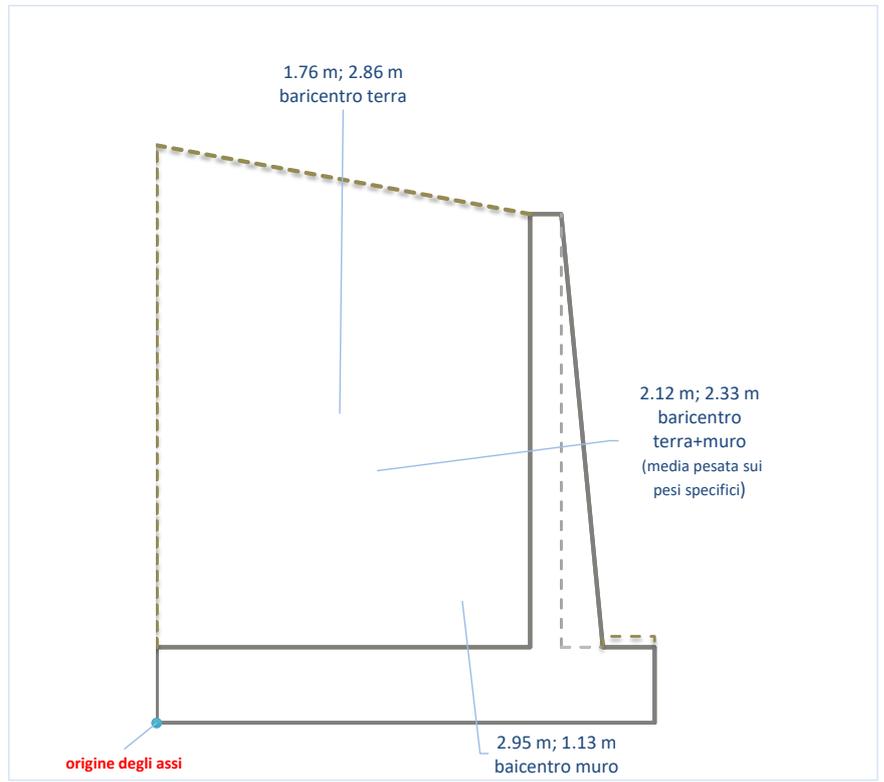
$X_{g,t+m}$	2.12 m
$Y_{g,t+m}$	0.00 m
$Z_{g,t+m}$	2.33 m

baricentro terra

$X_{g,t}$	1.76 m
$Y_{g,t}$	0.00 m
$Z_{g,t}$	2.86 m

baricentro muro

X_g	2.95 m
Y_g	0.00 m
Z_g	1.13 m



3 Verifica allo SLU di ribaltamento

3.1 La verifica al ribaltamento si tratta con la combinazione EQU

Condizione di verifica: SISMICA

Secondo la combinazione: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

CARICHI DESTABILIZZANTI

	M_r	γ_{G1}	Amp. $\beta_m +50\%$	M_{ed}
Analisi delle Spinte Cond. drenate	248.1 kNm	1.00	1.45	359.7 kNm
			Ed	359.72

CARICHI STABILIZZANTI

	Peso	γ_g	Peso,d	dist dal c.r.	M_{rd}
Muro	134.00 kN	1.00	134.00 kN	1.85	248.4 kNm
Terra	306.29 kN	1.00	306.29 kN	3.04	929.6 kNm
G2	18.00 kN	1.00	18.00 kN	3.00	54.0 kNm
Qk	0.00 kN	0.00	0.00 kN	3.00	0.0 kNm
$S_{h,tot Y}$	0.00 kN	0.67	0.00 kN	3.60	0.0 kNm
Kv x Wtot	7.78 kN	1	7.78 kN	2.12	16.5 kNm
	466.07 kN		466.07 kN		1248.6 kNm

Coefficiente parziale Ribaltamento 1.15

Rd 1085.7 kNm

Rd/Ed 3.47 **VERIFICATO**

VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE PER IL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE

CONDIZIONI DRENATE

1 COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: **SISMICA**

Secondo la combinazione: **APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)**

AZIONI	A
γ_{G1}	1.00
γ_{G2}	1.00
γ_{Qk}	1.00

GEOTECNICA	1.00
$\tan(\varphi')_k$	1.00
$c'_{,k}$	1.00
$c_{u,k}$	1.00
γ_k	1.00

RESISTENZE	R
capacità portante	1.20
scorrimento	1.00

Accelerazione massima su suolo rigido
 Coefficiente di amplificazione spettrale
 Periodo di inizio tratto a velocità costante
 Categoria di sottosuolo
 Categoria topografica
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione
 Coefficiente sismico orizzontale
 Coefficiente sismico verticale

a_g	0.912 m/s ²
F_o	2.483
T_c^*	0.293 s
	A
	T1
β_m	0.380
K_h	0.035
K_v	0.018

2 DATI DI PROGETTO

angolo di attrito
 coesione
 P.S. terreno sopra il piano di posa.
 P.S. terreno sotto il piano di posa.
 P.S. terreno sopra il piano di posa.
 inclinazione piano posa
 inclinazione piano campagna
 Profondità della curva di scorrimento

$\varphi'_{,d}$	35.00 °
$c'_{,d}$	0.00 kPa
$\gamma'_{f,sopra,d}$	9.5 kN/m ³
$\gamma'_{f,sotto,d}$	9.5 kN/m ³
$\gamma'_{f,medio}$	9.5 kN/m ³
α	0.00 °
ω	0.00 °
$H_{scor.}$	5.40 m

Base
 Larghezza
 Base ridotta
 Altezza zattera
 Affondamento
 Altezza magrone

B	4.80 m
L	1.00 m
B*	2.73 m
H	0.70 m
D	0.80 m
Hm	0.10 m

Carico verticale
 Carico Orizzontale
 Momento Sollecitante

V_d	478.7 kN
H_d	188.6 kN
M_d	654.2 kNm

3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N_y	48.03	Secondo Vesic, 1973
N_c	46.12	Secondo Vesic (1970)
N_q	33.30	Secondo Prandtl (1921)

4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	
S_y	1.000
S_c	1.000
S_q	1.000

Coefficienti di profondità	
d_y	1.000
d_c	1.000
d_q	1.000

Coefficienti di inclinazione del carico	
i_y	0.321
i_c	0.515
i_q	0.530
m_b	1.268

Coefficienti di inclinazione del piano campagna	
b_y	1.000
b_c	1.000
b_q	1.000

Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	
g_y	1.000
g_c	1.000
g_q	1.000

Coefficienti che tengono conto della rottura per punzonamento	
ψ_y	1.000
ψ_c	1.000
ψ_q	1.000

5 REGOLA DI MEYERHOF

e_b	1.03 m
B^*	2.73 m

6 CARICO LIMITE

q_{lim}	334.4	[kN/m ²]
Q_{lim}	913.8	[kN]

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

↑ contributo forze di **attrito**
↑ contributo forze di **coesione**
↑ contributo **sovraccarico**

7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE (ROTTURA GENERALE)

E_d	478.7	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
R_d	761.5	[kN]		1.59
e_d	175.2	[kPa]		
r_d	278.6	[kPa]		

8 VERIFICA A SCORRIMENTO

E_d	188.6	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
R_d	201.0	[kN]		1.07

Vuoi definire l'angolo di attrito?

	δ_k	δ_d
no	22.00 °	22.00 °

Vuoi trascurare la spinta passiva nella verifica a scorrimento?

si

Altezza del cuneo di spinta passiva

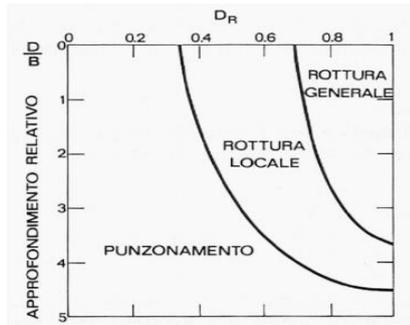
0.10 m

9 VERIFICA A PUNZONAMENTO

Tensione normale media	σ	25.67 kPa
Modulo di Young del terreno	E	107100 kPa
	I_r	2590.596
	$I_{r,crit}$	7.61290912

TIPO ROTTURA: GENERALE

10 VERIFICA PER ROTTURA LOCALE



De Beer (1967)

Se D_R è compreso negli intervalli del grafico di De Beer bisogna utilizzare i seguenti parametri meccanici corretti, validi per D_R minori del 67%. La verifica verrà eseguita come nel caso di rottura generale utilizzando nel calcolo i parametri modificati secondo Vesic.

Definisci D_R percentuale		40.0 %
angolo di attrito corretto	ϕ',d	33.6
coesione corretta	c',d	0.00 kPa
parametro di correzione Secondo Vesic (1970)	r	0.9500
Vuoi usare i parametri corretti?		no

PROGETTO DEL PARAMENTO

1 Combinazione di calcolo e parametri sismici

Condizione di verifica: SISMICA
Secondo la combinazione: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

AZIONI	A
γ_{G1}	1.00
γ_{G2}	1.00
γ_{Qk}	1.00

GEOTECNICA	M
$\tan(\varphi')_{,k}$	1.00
$c'_{,k}$	1.00
$c_{u,k}$	1.00
$\gamma_{,k}$	1.00

Accelerazione massima su suolo rigido	a_g	0.912 m/s ²
Coefficiente di amplificazione spettrale	F_o	2.483
Periodo di inizio tratto a velocità costante	T_c^*	0.293 s
Categoria di sottosuolo		A
Categoria topografica		T1
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione	β_m	0.380
Coefficiente sismico orizzontale	K_h	0.035
Coefficiente sismico verticale	K_v	0.018

2 Caratteristiche dei materiali

1.1 Calcestruzzo

Classe del calcestruzzo		C30/37
Peso specifico del calcestruzzo	γ_{cis}	25.00 kN/m ³
Altezza del sottofondo in magrone	H_{mag}	0.10 m
Resistenza cubica caratteristica	$R_{c,k}$	37.00 N/mm ²
Resistenza cilindrica media	$f_{c,m}$	38.71 N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{c,k}$	30.71 N/mm ²
Resistenza cilindrica di calcolo	$f_{c,d}$	20.47 N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica	$f_{ct,m}$	2.94 N/mm ²
Resistenza a trazione media	$f_{ct,k}$	2.06 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ct,d}$	1.37 N/mm ²
Resistenza tangenziale di calcolo	$f_{b,d}$	3.09 N/mm ²
Modulo di Young	E_c	33019 N/mm ²
Coefficiente di fatica del calcestruzzo	α_c	0.85

1.2 Acciaio

Tipo di acciaio		Fe B450C
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{y,d}$	391.3 N/mm ²
Modulo di Young	E_c	206000 N/mm ²

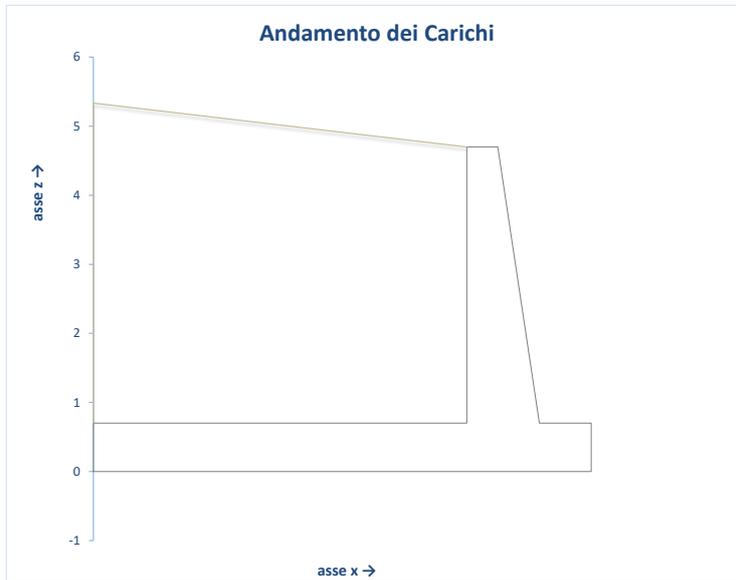
1.3 Deformazioni limite

Deformazione allo snervamento per l'acciaio	ϵ_{ys}	0.187%
Deformazione allo snervamento per l'acciaio	ϵ_{us}	6.500%
Deformazione a rottura per il calcestruzzo	ϵ_c	0.350%

3 Sollecitazioni

Situazione più gravosa	CONDIZIONI NON DRENATE	
Spinta orizzontale totale, nella situazione più gravosa	$Sh_{,tot\ x}$	204.2 kN
Momento ribaltante totale, nella situazione più gravosa	Mr	386.3 kNm
Altezza di calcolo del terreno	$h_{,ter}$	5.33 m
Altezza paramento e zattera	$h_{,tot}$	4.70 m
Altezza del paramento	$h_{,par}$	4.00 m

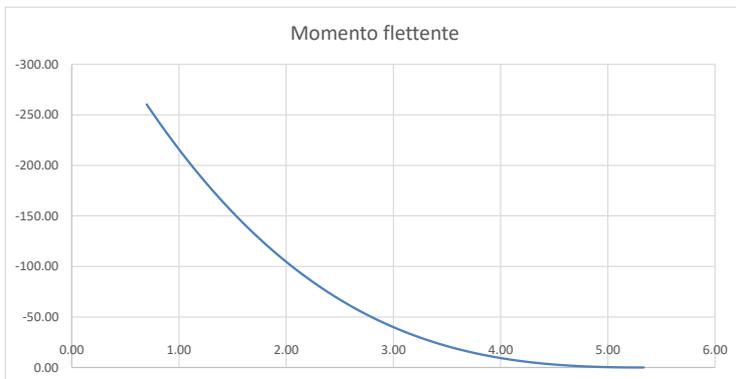
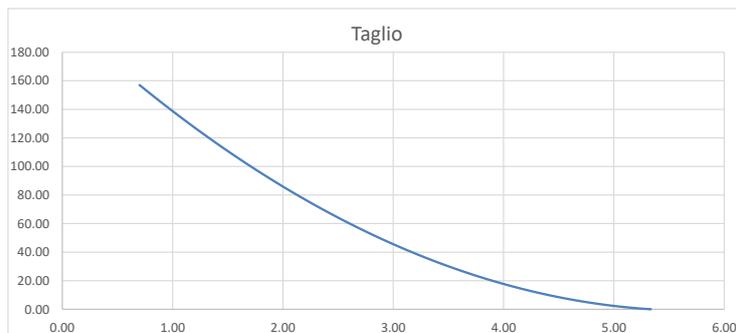
3.1 Carichi



z	z, parziale	Coefficiente riduttivo per attrito e inclinazione	distribuzione trapezia delle forze d'inerzia	distribuzione del carico dinamico dell'acqua	CARICO
5.33 m	0.00 m	1.000	1.81	0.00	4.85 kN/m
5.24 m	0.10 m	1.000	1.85	0.00	6.17 kN/m
5.24 m	0.00 m	1.000	1.85	0.00	6.17 kN/m
5.24 m	0.00 m	1.000	1.85	0.00	6.17 kN/m
0.42 m	4.82 m	1.000	3.85	0.00	66.31 kN/m
0.42 m	0.00 m	1.000	3.85	0.00	66.31 kN/m
0.42 m	0.00 m	1.000	3.85	0.00	66.31 kN/m
0.00 m	0.42 m	1.000	4.03	0.00	71.96 kN/m
0.00 m	0.00 m	1.000	4.03	0.00	71.96 kN/m

3.1 Caratteristiche della sollecitazione

A partire dall'estradosso della zattera (interessano solo il paramento)



step	Quota (z)	h(z)	T _{ed} (z)	M _{Ed} (z)
0	4.71 m	0.299 m	5.51 kN	-1.5 kNm
1	4.32 m	0.338 m	11.42 kN	-4.7 kNm
2	3.92 m	0.378 m	19.49 kN	-10.8 kNm
3	3.52 m	0.418 m	29.56 kN	-20.6 kNm
4	3.12 m	0.458 m	41.64 kN	-34.8 kNm
5	2.72 m	0.498 m	55.74 kN	-54.3 kNm
6	2.32 m	0.538 m	71.84 kN	-79.8 kNm
7	1.91 m	0.579 m	89.94 kN	-112.2 kNm
8	1.51 m	0.619 m	110.06 kN	-152.2 kNm
9	1.11 m	0.659 m	132.19 kN	-200.7 kNm
10	0.71 m	0.699 m	156.32 kN	-258.5 kNm

PROGETTO DELLA ZATTEA

1-Combinazione di calcolo e parametri sismici

Condizione di verifica: SISMICA
Secondo la combinazione: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

AZIONI	A
γ_{G1}	1.00
γ_{G2}	1.00
γ_{Qk}	1.00

GEOTECNICA	M
$\tan(\varphi')_{,k}$	1.00
$c'_{,k}$	1.00
$c_{u,k}$	1.00
$\gamma_{,k}$	1.00

Accelerazione massima su suolo rigido	a_g	0.912 m/s ²
Coefficiente di amplificazione spettrale	F_O	2.483
Periodo di inizio tratto a velocità costante	T_c^*	0.293 s
Categoria di sottosuolo		A
Categoria topografica		T1
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione	β_m	0.380
Coefficiente sismico orizzontale	K_h	0.035
Coefficiente sismico verticale	K_v	0.018

2 Caratteristiche dei materiali

1.1 Calcestruzzo

Classe del calcestruzzo		C30/37
Peso specifico del calcestruzzo	γ_{dis}	25.00 kN/m ³
Altezza del sottofondo in magrone	H_{mag}	0.10 m
Resistenza cubica caratteristica	$R_{c,k}$	37.00 N/mm ²
Resistenza cilindrica media	$f_{c,m}$	38.71 N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{c,k}$	30.71 N/mm ²
Resistenza cilindrica di calcolo	$f_{c,d}$	20.47 N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica	$f_{ct,m}$	2.94 N/mm ²
Resistenza a trazione media	$f_{ct,k}$	2.06 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ct,d}$	1.37 N/mm ²
Resistenza tangenziale di calcolo	$f_{b,d}$	3.09 N/mm ²
Modulo di Young	E_c	33019 N/mm ²

1.2 Acciaio

Tipo di acciaio		Fe B450C
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{y,d}$	391.3 N/mm ²
Modulo di Young	E_c	206000 N/mm ²

2-Sollecitazioni

CARICHI ORIZZONTALI

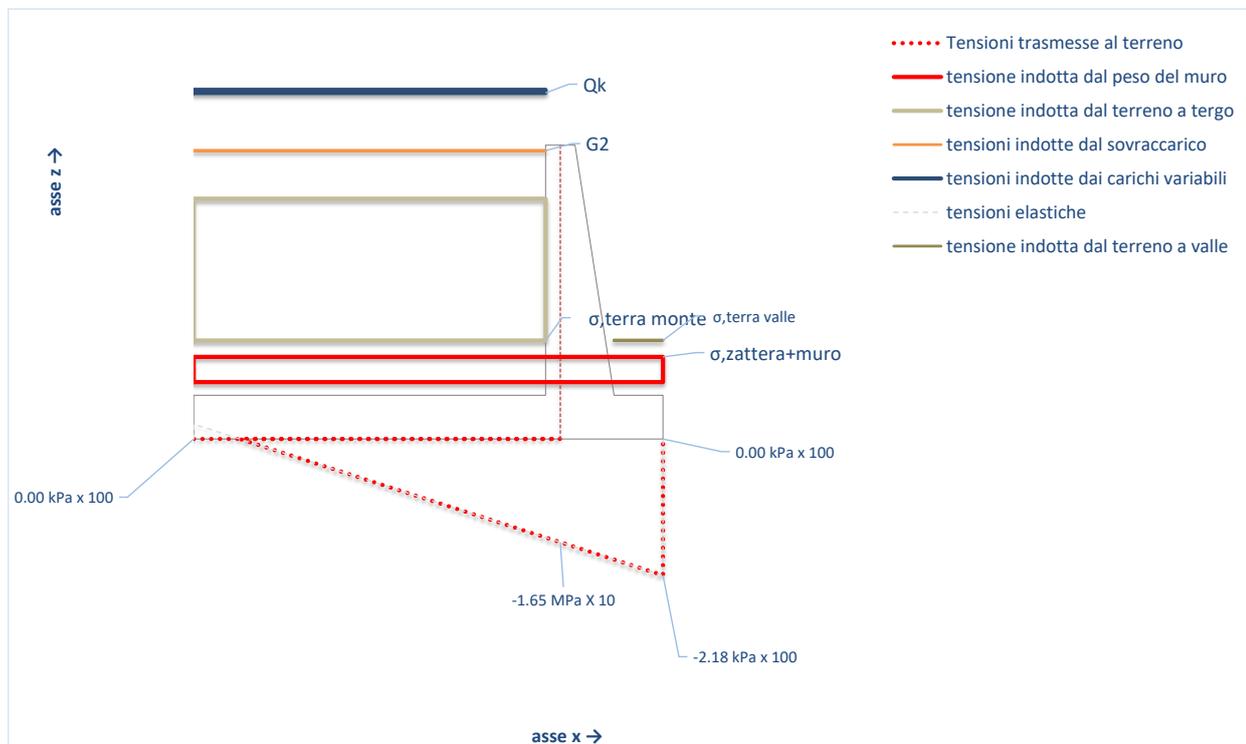
	$S_{h,tot X}$	M_r
Analisi delle Spinte (Max tra condizione drenate e non drenate)	204.17 kN	386.3 kNm
	Ed	386.30

CARICHI VERTICALI

	Peso	γ_g	Peso,d	dist dal c.r.	M_{rd}
Muro	134.00 kN	1.00	134.00 kN	1.85	248.4 kNm
Terra	306.29 kN	1.00	306.29 kN	3.04	929.6 kNm
G2	0.00 kN	1.00	0.00 kN	3.00	0.0 kNm
Qk	18.00 kN	1.00	18.00 kN	3.00	54.0 kNm
$S_{h,tot Y}$	0.00 kN	1.00	0.00 kN	3.60	0.0 kNm
$K_v \times W_{tot}$	7.78 kN	1.00	7.78 kN	2.12	16.5 kNm
	466.07 kN		466.07 kN		1248.6 kNm

Ved	Med	Mrd
204.17 kN	386.3 kNm	1040.5 kNm

3-Tensioni sul terreno



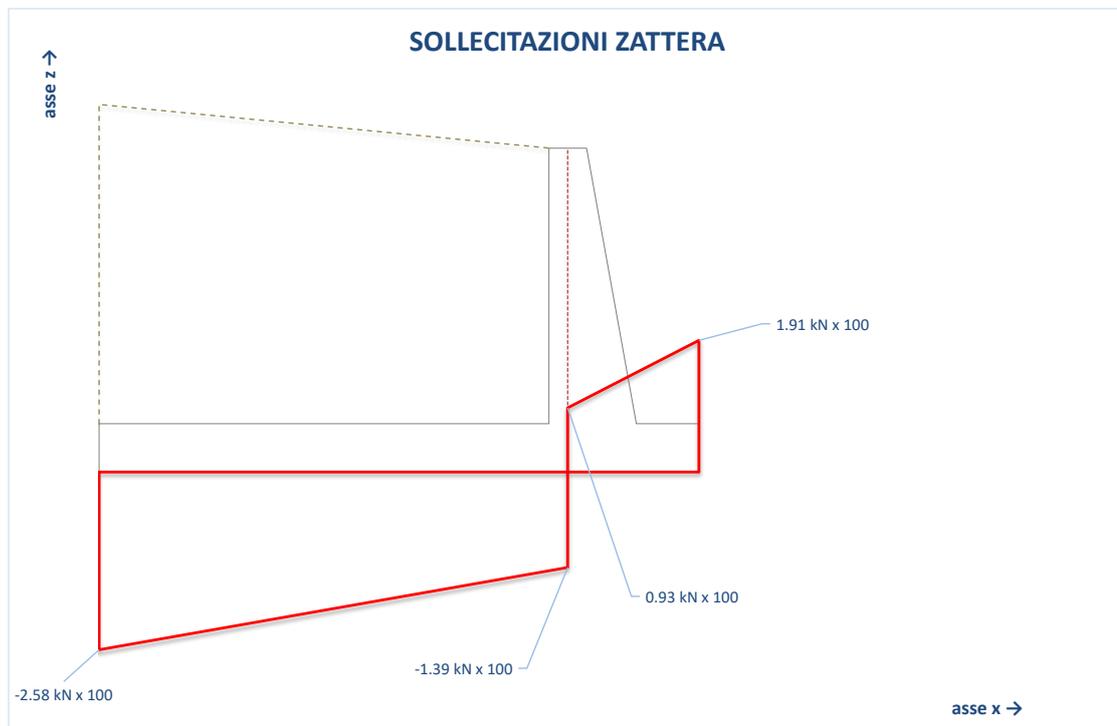
3.1 Tensioni indotte dai carichi

			V_g	
Carico variabile	σ_{Qk}	5.00 kPa	1.00	5.00 kPa
Carico permanente non strutturale	σ_{G2}	0.00 kPa	1.00	0.00 kPa
Carico terra a tergo del paramento	$\sigma_{terra,tergo}$	226.15 kPa	1.00	226.88 kPa
Carico terra a valle del paramento	$\sigma_{terra, valle}$	0.73 kPa	1.00	0.73 kPa
Carico zattera e paramento	$\sigma_{zatt+param}$	26.27 kPa	1.00	26.27 kPa

3.2 Tensioni indotte sul terreno

Tensione media	σ_{medio}	97.10 kPa	
Tensione lato di valle	σ_{valle}	218.03 kPa	
Tensione lato terreno	σ_{monte}	-23.83 kPa	
Tensione sull'asse del paramento	σ_{inc}	165.12 kPa	
L'asse neutro taglia la sezione			
Posizione dell'asse neutro riferito all'origine degli assi	a.n.	0.47 m	
Eccentricità riferita al centro di rotazione	Ud	1.40 m	$=(Mrd-Med)/Peso,d$
Eccentricità riferita al baricentro della zattera	e	1.00 m	$=Lz/2-Ud$
Ampiezza del nocciolo centrale d'inerzia della zattera	Lz/6	± 0.80 m	
Lunghezza totale della zattera	Lz	4.80 m	
Larghezza totale della zattera	Bz	1.00 m	
Area d'impronta della zattera	Az	4.80001	

4- Carichi sulla zattera



LATO VALLE	incastro	-138.85 kN/m
	estremo	191.03 kN/m

LATO TERRENO	incastro	93.03 kN/m
	estremo	-258.15 kN/m