

Volta Green Energy

REGIONE SICILIA
Provincia di Trapani
COMUNI DI MAZARA DEL VALLO E MARSALA



PROGETTO

PARCO EOLICO CHELBI PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE:

VGE 03

Piazza Manifattura, 1 – 38068 Rovereto (TN)
Tel. +39 0464 625100 - Fax +39 0464 625101 - PEC vge03@legalmail.it

PROGETTISTA:



Hydro Engineering s.s.
di Damiano e Mariano Galbo
via Rossotti, 39
91011 Alcamo (TP) Italy



OGGETTO DELL'ELABORATO:

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI

| N° Elaborato | DATA | SCALA | FOGLIO | FORMATO | CODICE DOCUMENTO |
|--------------|-------------|-------|---------|---------|------------------|
| CH-CE29 | Aprile 2021 | / | 1 di 55 | A4 | |

NOME FILE: CH-CE29 RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI_REV00

Questo elaborato è di proprietà di VGE 03 ed è protetto a termini di legge

Volta g.e.
green energy



Storia delle revisioni del documento

| REV. | DATA | DESCRIZIONE REVISIONE | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO |
|------|-------------|-----------------------|---------|------------|-----------|
| 00 | Aprile 2021 | PRIMA EMISSIONE | GP | VF | MG |
| | | | | | |
| | | | | | |

INDICE

| | |
|--|-----------|
| 1. PREMESSA..... | 4 |
| 2. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE | 5 |
| 3. AZIONI AGENTI..... | 6 |
| 3.1. AZIONI SECONDO LE NTC 2018 | 6 |
| 3.1.1. AZIONE DEL VENTO | 6 |
| 3.1.2. AZIONE SISMICA | 7 |
| 3.2. AZIONI SECONDO LA NORMA IEC 61400..... | 9 |
| 3.2.1. AZIONE ESTREMA DEL VENTO..... | 9 |
| 3.2.2. AZIONE DEL VENTO IN ESERCIZIO | 9 |
| 3.2.3. AZIONI EQUIVALENTI A FATICA | 9 |
| 3.3. COMBINAZIONI DI CALCOLO | 10 |
| 3.4. APPLICAZIONE DEI CARICHI | 12 |
| 3.4.1. CARICHI APPLICATI PER LE ANALISI LOCALI..... | 12 |
| 3.4.2. CARICHI APPLICATI PER LE ANALISI FEM..... | 13 |
| 4. CRITERI GENERALI DI CALCOLO..... | 28 |
| 4.1. TIPO DI ANALISI E MOTIVAZIONE | 28 |
| 4.2. METODO DI VERIFICA SEZIONALE | 28 |
| 4.3. CRITERI USATI PER LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA | 29 |
| 4.4. VERIFICHE STRUTTURALI AGLI SLU E SLE SECONDO IL D.M. 17/01/2018 | 31 |
| 4.5. MODELLO DI CALCOLO | 32 |
| 5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | 33 |
| 5.1. DETERMINAZIONE DELLE LUNGHEZZE DI ANCORAGGIO | 34 |
| 6. VERIFICHE GLOBALI PLINTO DI FONDAZIONE..... | 36 |
| 6.1. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE AGENTI..... | 38 |
| 6.2. VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLU | 45 |
| 6.3. VERIFICA TAGLIO AGLI SLU | 50 |
| 6.4. VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLE | 53 |

1. PREMESSA

VGE 03 S.r.l. (di seguito anche la “Società”) è una società appartenente al Gruppo Volta Green Energy (di seguito anche “VGE”).

Volta Green Energy, con sede in 38068 Rovereto (TN), Piazza Manifattura n. 1, iscritta alla CCIAA di Trento al n° 02469060228, REA TN – 226969, Codice Fiscale e Partita IVA 02469060228 opera nel settore della produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili e nasce dall'esperienza più che decennale di professionisti, con oltre 350 MW di parchi eolici e 16 MW di impianti fotovoltaici sviluppati, costruiti e gestiti.

Ad oggi, Volta Green Energy impiega direttamente poco meno di una trentina di risorse e gestisce, per conto di terzi, sette impianti eolici installati in Italia per 300,5 MW complessivi.

VGE 03, appartenente al Gruppo Volta Green Energy, anch'essa con sede in 38068 Rovereto (TN), Piazza Manifattura n. 1, iscritta alla CCIAA di Trento al n° 04805612237, REA n° TN - 237979, Codice Fiscale e Partita IVA 04805612237, ha in progetto la realizzazione di un impianto di produzione di energia elettrica da fonte eolica, mediante l'installazione di 7 aerogeneratori di potenza unitaria pari a 6 MW, per una potenza complessiva di 42 MW, sito in località Chelbi, nei Comuni di Mazara del Vallo e di Marsala, in provincia di Trapani (di seguito anche “Parco Eolico Chelbi”).

Il modello tipo di aerogeneratore (di seguito anche “WTG”) scelto, dopo opportune considerazioni tecniche ed economico finanziarie, è il modello **tipo Siemens Gamesa SG170 da 6 MW** con altezza mozzo pari a 115 m, diametro rotore pari a 170 m e altezza massima al top della pala pari a 200 m. Questo modello tipo di aerogeneratore è allo stato attuale quello ritenuto più idoneo per il sito di progetto dell'impianto.

La presente relazione riguarda la descrizione dei modelli strutturali posti alla base dei calcoli di predimensionamento delle fondazioni degli aerogeneratori.

Lo studio geologico, sulla base di un accurato piano delle indagini geologiche, è stato condotto dal dott. Alessandro Mascitti.

Le sollecitazioni considerate sulle opere di fondazione sono quelle provenienti dalla struttura sovrastante per un aerogeneratore simile.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Nel presente paragrafo sarà descritta la fondazione tipo degli aerogeneratori tipo SG170 con altezza al mozzo pari a circa 115,00 m, e rotore di diametro 170,0 m. per un'altezza complessiva di 200,00 m.

Per una più dettagliata descrizione delle caratteristiche stratigrafiche si rimanda alla relazione geotecnica.

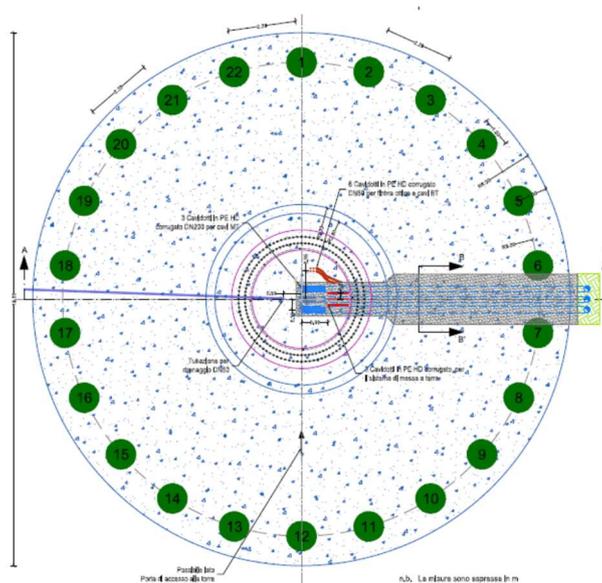


Fig.2 Pianta del plinto con indicazione dei pali di fondazione (n.22 del diametro 100 cm)

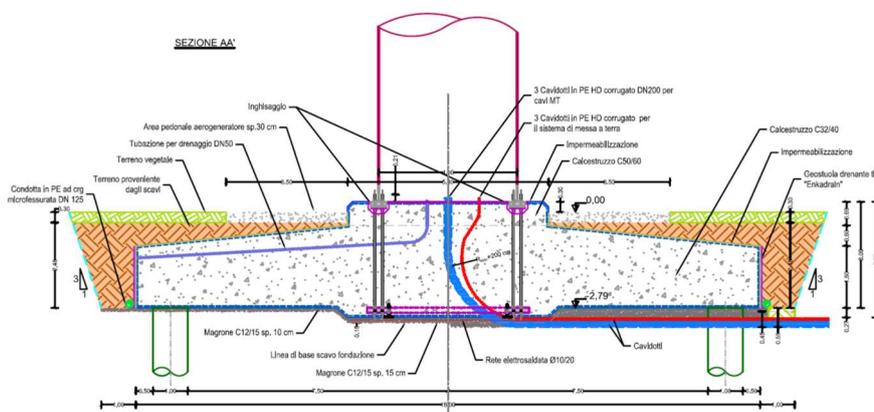


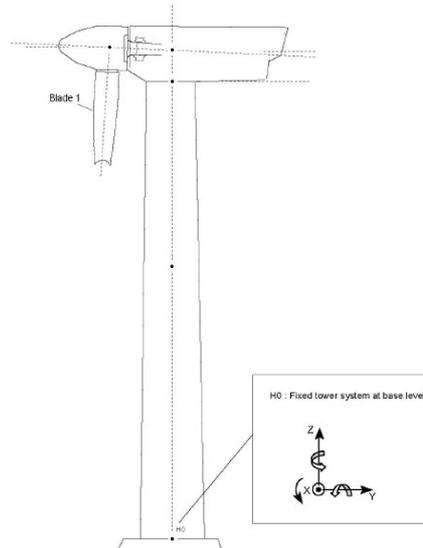
Fig.3 Sezione del plinto

I plinti circolari, con **diametro pari a 21,00 m**, presentano sezione trapezia con altezza al bordo pari a 1,80 m e 2,40 m in corrispondenza della parte centrale e un raggio di 2,90 m. Inoltre, nella parte centrale del plinto è presente un colletto circolare di raggio pari a 2,90 m, che si eleva sulla suola di fondazione altri 69 cm, per uno spessore totale di 3,09 m. A tergo dei lati del manufatto sarà collocata una geostuoia drenante tipo Enkadrain, munita di tubazione di drenaggio forata per l'allontanamento delle acque dalla fondazione.

3. AZIONI AGENTI

I carichi agenti sulle opere di fondazione sono essenzialmente quelli scaricati dalle torri.

Tali carichi sono dati con riferimento all’intersezione dell’asse della torre a +0.20m rispetto all’estradosso dell’opera di fondazione secondo quanto riportato nella seguente figura.



Il carico dovuto alla neve non viene considerato, in quanto non esistono reali possibilità di accumulo significativo di neve sia sulla navicella che sulle pale.

Oltre a tali sollecitazioni, si è considerato agente sulle opere di fondazione il peso proprio ed un carico uniformemente distribuito per tenere conto del terreno di ricoprimento della fondazione.

3.1. AZIONI SECONDO LE NTC 2018

3.1.1. AZIONE DEL VENTO

L’azione del vento che agisce sulla torre determinata secondo quanto disposto dalle NTC 2018 è stata calcolata utilizzando i seguenti parametri per il sito in esame:

| | | |
|--|--------------------------------|------------------------|
| Zona | | 4 |
| Altitudine sul livello del mare di riferimento regionale | $a_0 =$ | 500 m |
| Altitudine sul livello del mare del sito | $a_s =$ | 153 m |
| Valore caratteristico della velocità del vento per $a_s < a_0$ | $V_b = V_{b,0} =$ | 28,00 m/s |
| Parametro K_s | $K_a =$ | 0,36 |
| Coefficiente di altitudine c_a | $c_a = 1 + k_s(a_s/a_0 - 1) =$ | 1,00 |
| Velocità base di riferimento per $a_s > a_0$ | $V_b = V_{b,0} \cdot c_a =$ | 28,00 m/s |
| Densità convenzionale dell’aria | $\rho =$ | 1,25 kg/m ³ |
| Coefficiente di ritorno | $cr =$ | 1,00 |
| Velocità di riferimento | $vr = vb \cdot cr =$ | 28,00 m/s |

| | | |
|-----------------------------------|--------------------------------|-------------------------|
| Pressione cinetica di riferimento | $q_r = 1/2 \cdot \rho v_r^2 =$ | 490,00 N/m ² |
| Classe di rugosità del terreno | | D |
| Categoria di esposizione | | II |

| Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione | | |
|--|-------------|--------|
| | $k_r =$ | 0,19 |
| | $z_0 =$ | 0,05 m |
| | $z_{min} =$ | 4,00 m |
| Coefficiente di topografia | $c_t =$ | 1,00 |

| Coefficiente di esposizione | |
|-----------------------------|--|
| per $z < z_{min}$ | $c_e(z) = c_e(z_{min}) = 1,801$ |
| per $z \geq z_{min}$ | $c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$ |
| Coefficiente di pressione | $c_p = 0,70$ |
| Coefficiente dinamico | $c_d = 1,00$ |

Le azioni risultanti caratteristiche a +0.20m dalla base della torre sono riassunte nella seguente tabella:

| Azione del vento risultante | | | |
|-----------------------------|-------|-----------|--------|
| M_{res} | M_z | F_{res} | F_z |
| [kNm] | [kNm] | [kN] | [kN] |
| 113.478 | -286 | 1.229 | -5.885 |

3.1.2. AZIONE SISMICA

Nei riguardi dell'azione sismica, l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito in esame.

In base al D.M. 17/01/2018, l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base". La pericolosità sismica in un generico sito è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g nelle condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido orizzontale e di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(I)$.

Le NTC 2018 definiscono, in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro, la distribuzione su tutto il territorio nazionale dei parametri necessari alla definizione dello spettro:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali sono caratterizzate anche dal periodo di ritorno a cui si riferiscono e delle caratteristiche del tipo di costruzione da analizzare. In particolare, in funzione dello stato limite che di volta in volta verrà analizzato, cambierà la probabilità di superamento richiesta, mentre al variare del tipo di costruzione cambierà il periodo di riferimento.

Quindi occorre fissare:

- il periodo di riferimento V_R della costruzione,
- le probabilità di superamento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

I parametri che caratterizzano la struttura in esame sono i seguenti:

- classe d'uso: Quarta (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);
- vita nominale ≥ 100 anni (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);
- categoria di suolo: C (Punto 3.2.2 del D.M. 17/01/2018);
- categoria topografica: T1 (Tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018);
- coefficiente di condizione topografica: 1,0 (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018).

Tali parametri hanno portato alla determinazione dei coefficienti caratterizzanti l'azione sismica riportati nella seguente tabella:

| | T_R | a_g | F_o | T_c^* | C_c | T_B | T_C | T_D | S_s | S_T | S |
|------------|-------|-------|-------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| SLO | 120 | 0,041 | 2,492 | 0,255 | 1,6474 | 0,1403 | 0,4208 | 1,7653 | 1,5000 | 1,0000 | 1,5000 |
| SLD | 201 | 0,051 | 2,502 | 0,278 | 1,6020 | 0,1485 | 0,4454 | 1,8046 | 1,5000 | 1,0000 | 1,5000 |
| SLV | 1898 | 0,115 | 2,620 | 0,347 | 1,4896 | 0,1721 | 0,5162 | 2,0604 | 1,5000 | 1,0000 | 1,5000 |
| SLC | 2475 | 0,126 | 2,630 | 0,353 | 1,4812 | 0,1740 | 0,5221 | 2,1033 | 1,5000 | 1,0000 | 1,5000 |

Tali coefficienti portano all'elaborazione degli spettri di risposta ed all'azione sismica risultante alla base della torre riportata, per ogni stato limite considerato, nelle seguenti tabelle

| S.L.C. Seismic Loads | | | | | |
|-----------------------------|------------|------------|-------------|-------------|-------------|
| F_x [kN] | F_y [kN] | F_z [kN] | M_x [kNm] | M_y [kNm] | M_z [kNm] |
| 26,95 | 89,85 | -5946,12 | -8294,60 | 2488,38 | 48,61 |

| S.L.V. Seismic Loads | | | | | |
|-----------------------------|------------|------------|-------------|-------------|-------------|
| F_x [kN] | F_y [kN] | F_z [kN] | M_x [kNm] | M_y [kNm] | M_z [kNm] |
| 23,79 | 79,32 | -5946,12 | -7322,20 | 2196,66 | 42,91 |

| S.L.D. Seismic Loads | | | | | |
|-----------------------------|------------|------------|-------------|-------------|-------------|
| F_x [kN] | F_y [kN] | F_z [kN] | M_x [kNm] | M_y [kNm] | M_z [kNm] |
| 11,44 | 38,15 | -5946,12 | -3521,58 | 1056,47 | 20,64 |

| S.L.O. Seismic Loads | | | | | |
|-----------------------------|------------|------------|-------------|-------------|-------------|
| F_x [kN] | F_y [kN] | F_z [kN] | M_x [kNm] | M_y [kNm] | M_z [kNm] |
| 8,51 | 28,37 | -5946,12 | -2619,20 | 785,76 | 15,35 |

3.2. AZIONI SECONDO LA NORMA IEC 61400

3.2.1. AZIONE ESTREMA DEL VENTO

L'azione estrema del vento che agisce sulla torre secondo quanto disposto dalla norma IEC 61400 è stata calcolata dal produttore delle torri ed è riassunta nelle seguenti tabelle in cui è anche riportato il codice di riferimento della combinazione considerata ed il coefficiente di sicurezza relativo alla tipologia di combinazione (normale o anormale).

| Characteristic Extreme | | | | | | | |
|------------------------|-----------------------|------|------|----------------|---------------|-------|---------------|
| Lead | LC/Family | PLF | Type | Mbt1 | Mzt1 | FndFr | Fzt1 |
| Sensor | [-] | [-] | [-] | [kNm] | [kNm] | [kN] | [kN] |
| Mbt1 | 32PREogHWO111(fam250) | 1,35 | Abs | 108.600 | -286 | 984 | -5.885 |
| Mzt1 | 21VOGVo100(fam148) | 1,35 | Abs | 29.490 | -8.533 | 255 | -5.763 |
| Fzt1 | 12IceUvout100(fam30) | 1,35 | Abs | 39.850 | 2.067 | 376 | -6.070 |

3.2.2. AZIONE DEL VENTO IN ESERCIZIO

L'azione in esercizio del vento che agisce sulla torre secondo quanto disposto dalla norma IEC 61400 è stata calcolata dal produttore delle torri ed è riassunta nella seguente tabella.

| Production loads | | | | |
|------------------|-------|------------|------------|------------|
| | | Char. load | Prob.:1e-2 | Prob.:1e-4 |
| M _{res} | [kNm] | 108.600 | 66.170 | 74.365 |
| M _z | [kNm] | -8.742 | -3.522 | -5.395 |
| F _{res} | [kN] | 987 | 603 | 721 |
| F _z | [kN] | -6.070 | -5.946 | -5.981 |

3.2.3. AZIONI EQUIVALENTI A FATICA

Le azioni equivalenti a fatica che agiscono sulla torre secondo quanto disposto dalla norma IEC 61400 sono state calcolate dal produttore delle torri ed è riassunta nella seguente tabella.

| Equivalent and Mean Fatigue Foundation Loads | | | | |
|--|-------|-----------|-------------|-------------|
| | | Mean load | Range m = 4 | Range m = 7 |
| F _y | [kN] | 297 | 572 | 498 |
| M _x | [kNm] | -32.618 | 31.529 | 33.856 |
| M _z | [kNm] | -283 | 7.342 | 7.124 |

3.3. COMBINAZIONI DI CALCOLO

Per la verifica degli elementi strutturali del nodo torre/plinto di fondazione e per la verifica delle fondazioni, le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, sono state analizzate le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1):

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

- Combinazione caratteristica per gli stati limite di esercizio (S.L.E.), impiegata per le analisi nelle condizioni di esercizio (2.5.2):

- Combinazione quasi permanente per gli stati limite di esercizio (S.L.E.), impiegata per le analisi nelle condizioni di esercizio (2.5.4):

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (2.5.5):

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

Le verifiche a fatica sono state eseguite considerando le due combinazioni di carico a fatica che forniscono rispettivamente le sollecitazioni massime e minime sui singoli componenti della struttura. Tali combinazioni di carico sono state ricavate utilizzando i carichi a fatica corrispondenti a 10^7 cicli con $m=7$ ed i carichi a fatica medi e determinando le sollecitazioni nel seguente modo:

- Combinazione a fatica che definisce le azioni massime:

$$G_1 + G_2 + P + (Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots)_{medi} + \Delta(Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots)_{fatica} / 2$$

- Combinazione a fatica che definisce le azioni minime:

$$G_1 + G_2 + P + (Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots)_{medi} - \Delta(Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots)_{fatica} / 2$$

Nelle espressioni precedenti i simboli utilizzati hanno il seguente significato:

- G sono le azioni permanenti, azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo. Esse sono:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, forze indotte dal

- terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell’acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all’atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - spostamenti differenziali;
- Q sono le azioni variabili, azioni agenti sulla struttura o sull’elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo, suddivise come:
 - di lunga durata: agiscono con un’intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura.

Per le analisi agli SLU, alle sollecitazioni sopra riportate sono stati applicati, ove applicabile, i fattori parziali di sicurezza sotto elencati, riportati nella tabella 6.2.I del D.M. 17 gennaio 2018.

| Carichi | Effetto | Coefficiente parziale γ_f | EQU | A1 | A2 |
|----------------------------|-------------|----------------------------------|-----|-----|-----|
| Permanenti | Favorevole | γ_{g1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Permanenti non strutturali | Favorevole | γ_{g2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

In tali equazioni, le azioni orizzontali ed i momenti flettenti provenienti dalla torre sono stati considerati come azioni variabili, applicando quindi un coefficiente moltiplicativo pari a 1,50 così come previsto al punto 6.2.4.1.1 del D.M. 17/01/2018.

Come si evincerà nel proseguo del presente lavoro, le azioni dimensionanti per la presente tipologia di strutture sono costituite dalle sollecitazioni derivanti dall’azione del vento, risultando queste ultime molto più gravose delle sollecitazioni ricavate dall’azione sismica. Questa considerazione vale per le azioni calcolate allo SLU così come per le azioni calcolate allo SLE e quindi anche per le combinazioni sismiche ed in particolare per le combinazioni allo SLO e SLE che producono sollecitazioni inferiori a quelle dovute al normale funzionamento della turbina.

3.4. APPLICAZIONE DEI CARICHI

Le sollecitazioni trasmesse dalla torre alla fondazione sono state trasportate all'estradosso superiore del colpetto traslando opportunamente le sollecitazioni agenti e, qualora queste siano state riportate scomposte lungo le due direzioni ortogonali X e Y, sono state sommate vettorialmente al fine di ottenere l'azione massima agente lungo la direzione dell'azione risultante.

$$F_{ris} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} \quad M_{ris} = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

| AZIONI ALLA SOMMITA' DELLA FONDAZIONE (-0,20m rispetto alla base della torre) comprehensive del peso proprio della torre | | | | | | | | | |
|---|-------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|-------------|-----------------------|--|--|---------------------|---------------------|
| | ULS_IEC max Mbt 32PREogHWO111 | ULS_IEC max Mzt 21VOGV0100 | ULS_IEC max Fzt 12IceUvout100 | ULS_DM wind | ULS_DM SLC seismic | SLS_CH IEC production Characteristic | SLS_QP IEC production Prob. 1e-2 | Fatigue Load Min | Fatigue Load Max |
| F _{ris} (KN m) | 984,30 | 255,10 | 376,10 | 1.229,00 | 121,95 | 986,63 | 720,52 | 47,28 | 296,49 |
| M _{ris} (KN m) | 108.796,86 | 29.541,02 | 39.925,22 | 113.723,80 | 11.282,15 | 108.797,33 | 74.509,31 | 15.699,66 | 32.677,32 |
| M _z (KN) | -285,80 | 8.533,00 | 2.067,00 | -285,80 | 63,19 | -8.741,73 | -5.395,24 | -3.845,25 | -283,23 |
| F _z (KN) | -5.885,00 | -5.763,00 | -6.070,00 | -5.885,00 | -7.729,96 | -6.069,65 | -5.980,73 | -5.885,00 | -5.885,00 |

Tali azioni sono comprehensive del peso proprio della turbina e della torre metallica che risulta pari a circa 5.885,00 KN.

3.4.1. CARICHI APPLICATI PER LE ANALISI LOCALI

Le analisi locali relative al sistema di connessione tra torre e fondazione sono state eseguite analizzando tra quelle precedentemente descritte le combinazioni di interesse più gravose, tenuto conto anche dei coefficienti di amplificazione delle forze da prendere in considerazione.

L'analisi condotta ha portato alla selezione delle azioni riassunte nelle seguenti tabelle:

| | WTG Load | ULS_DM wind | ULS_IEC max Mbt 32PREogHWO111 | SLS_CH IEC production Characteristic | Fatigue Load Min | Fatigue Load Med | Fatigue Load Max |
|-------------------------|----------|----------------|-------------------------------------|--|---------------------|---------------------|---------------------|
| F _{ris} (KN m) | 0,00 | 1.229,00 | 984,30 | 986,63 | 47,28 | 296,49 | 545,70 |
| M _{r,t} (KN m) | 0,00 | 113.723,80 | 108.796,86 | 108.797,33 | 15.699,66 | 32.677,32 | 49.654,98 |
| M _z | 0,00 | -285,80 | -285,80 | -8.741,73 | -3.845,25 | -283,23 | 3.278,79 |
| F _{z,t} | -5885,00 | 0,00 | 0,00 | -184,65 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| γ _{NTC} | 1,30 | - | 1,35 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

| | | | | | | | |
|----------------|---|------|------|------|------|------|------|
| γ_{IEC} | - | 1,50 | 1,35 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
|----------------|---|------|------|------|------|------|------|

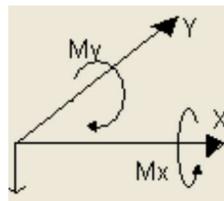
Tali azioni, opportunamente combinate, hanno portato alle seguenti combinazioni di carico:

| | SLU NTC(1) | SLU IEC (2) | Comb. rara | Comb. QP | fatica minimi | fatica massimi |
|-------------|------------|-------------|------------|-----------|---------------|----------------|
| Fris (KN m) | 1.843,50 | 1.328,81 | 986,63 | 296,49 | 47,28 | 545,70 |
| Mr t (KN m) | 170.585,70 | 146.875,76 | 108.797,33 | 32.677,32 | 15.699,66 | 49.654,98 |
| Mz | -428,70 | -385,83 | -8.741,73 | -283,23 | -3.845,25 | 3.278,79 |
| Fz | -7.650,50 | -7.944,75 | -6.069,65 | -5.885,00 | -5.885,00 | -5.885,00 |

Per le verifiche agli SLU è stata utilizzata la combinazione 1, più gravosa.

3.4.2. CARICHI APPLICATI PER LE ANALISI FEM

Le azioni provenienti dalla struttura in elevazione sono state applicate al modello FEM della piastra di fondazione in accordo al sistema di riferimento del software, rappresentato nella figura seguente.



La direzione lungo cui agisce l’azione risultante è stata quindi posta coincidente con uno degli assi principali della fondazione, allo scopo di studiare le sollecitazioni radiali e tangenziali agenti lungo la direttrice maggiormente sollecitata ed estendere i risultati dell’analisi alla totalità della fondazione.

Le azioni sono state distribuite in un numero di 24 punti, utilizzando i seguenti dati:

| Parametri per la redistribuzione delle forze | | |
|--|---------|--|
| n | 24 | (numero di parti in cui è divisa la circonferenza) |
| R | 2,00 m | (raggio medio della gabbia di tirafondi) |
| $\Delta\alpha$ | 15,00 ° | (ampiezza angolo relativo all'arco di riferimento) |
| C | 12,57 m | (lunghezza circonferenza) |
| ΔC | 0,52 m | (lunghezza arco di circonferenza) |

Per il peso proprio, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

| F_{ris} (KN) | M_{ris} (KN m) | M_z (KN m) | F_z (KN) |
|----------------|------------------|--------------|------------|
| 0,00 | 0,00 | 0,00 | -5.885,00 |

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

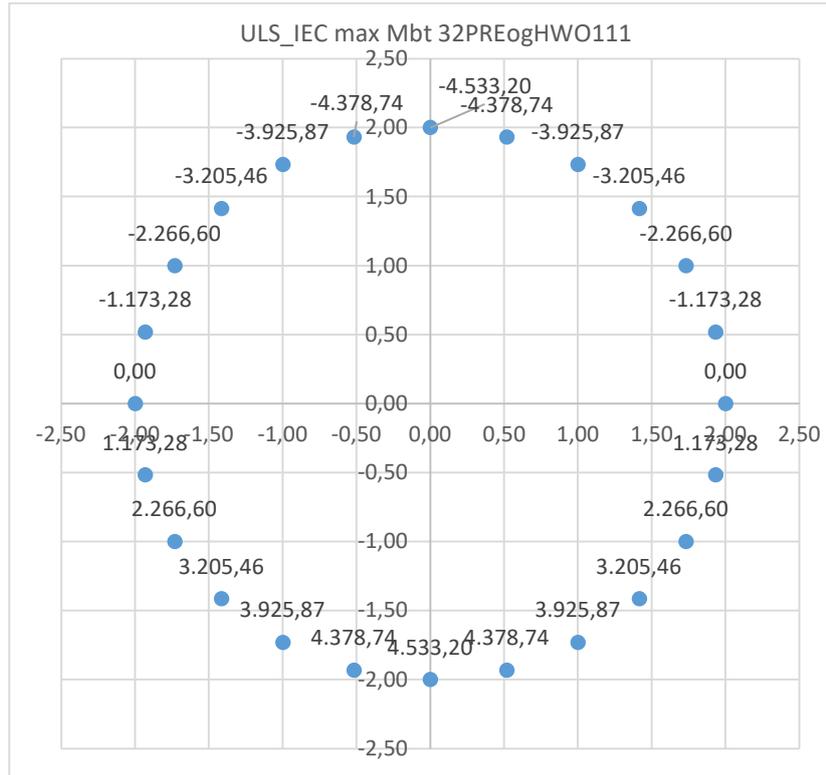
| Peso proprio WTG | | | | |
|------------------|----------|-------|-------|--------|
| i | α | x_i | y_i | P_z |
| 1 | 0,00 | 2,00 | 0,00 | 245,21 |
| 2 | 15,00 | 1,93 | 0,52 | 245,21 |
| 3 | 30,00 | 1,73 | 1,00 | 245,21 |
| 4 | 45,00 | 1,41 | 1,41 | 245,21 |
| 5 | 60,00 | 1,00 | 1,73 | 245,21 |
| 6 | 75,00 | 0,52 | 1,93 | 245,21 |
| 7 | 90,00 | 0,00 | 2,00 | 245,21 |
| 8 | 105,00 | -0,52 | 1,93 | 245,21 |
| 9 | 120,00 | -1,00 | 1,73 | 245,21 |
| 10 | 135,00 | -1,41 | 1,41 | 245,21 |
| 11 | 150,00 | -1,73 | 1,00 | 245,21 |
| 12 | 165,00 | -1,93 | 0,52 | 245,21 |
| 13 | 180,00 | -2,00 | 0,00 | 245,21 |
| 14 | 195,00 | -1,93 | -0,52 | 245,21 |
| 15 | 210,00 | -1,73 | -1,00 | 245,21 |
| 16 | 225,00 | -1,41 | -1,41 | 245,21 |
| 17 | 240,00 | -1,00 | -1,73 | 245,21 |
| 18 | 255,00 | -0,52 | -1,93 | 245,21 |
| 19 | 270,00 | 0,00 | -2,00 | 245,21 |
| 20 | 285,00 | 0,52 | -1,93 | 245,21 |
| 21 | 300,00 | 1,00 | -1,73 | 245,21 |
| 22 | 315,00 | 1,41 | -1,41 | 245,21 |
| 23 | 330,00 | 1,73 | -1,00 | 245,21 |
| 24 | 345,00 | 1,93 | -0,52 | 245,21 |

Per la condizione “ULS_IEC max Mbt 32PREogHWO111”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

| F_{ris} (KN) | M_{ris} (KN m) | M_z (KN m) | F_z (KN) |
|----------------|------------------|--------------|------------|
| 984,30 | 108.796,86 | -285,80 | 0,00 |

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

| ULS_IEC max Mbt 32PREogHWO111 | | | | |
|-------------------------------|-----------|-------|-------|-----------|
| i | \square | x_i | y_i | P_z |
| 1 | 0,00 | 2,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 15,00 | 1,93 | 0,52 | -1.173,28 |
| 3 | 30,00 | 1,73 | 1,00 | -2.266,60 |
| 4 | 45,00 | 1,41 | 1,41 | -3.205,46 |
| 5 | 60,00 | 1,00 | 1,73 | -3.925,87 |
| 6 | 75,00 | 0,52 | 1,93 | -4.378,74 |
| 7 | 90,00 | 0,00 | 2,00 | -4.533,20 |
| 8 | 105,00 | -0,52 | 1,93 | -4.378,74 |
| 9 | 120,00 | -1,00 | 1,73 | -3.925,87 |
| 10 | 135,00 | -1,41 | 1,41 | -3.205,46 |
| 11 | 150,00 | -1,73 | 1,00 | -2.266,60 |
| 12 | 165,00 | -1,93 | 0,52 | -1.173,28 |
| 13 | 180,00 | -2,00 | 0,00 | 0,00 |
| 14 | 195,00 | -1,93 | -0,52 | 1.173,28 |
| 15 | 210,00 | -1,73 | -1,00 | 2.266,60 |
| 16 | 225,00 | -1,41 | -1,41 | 3.205,46 |
| 17 | 240,00 | -1,00 | -1,73 | 3.925,87 |
| 18 | 255,00 | -0,52 | -1,93 | 4.378,74 |
| 19 | 270,00 | 0,00 | -2,00 | 4.533,20 |
| 20 | 285,00 | 0,52 | -1,93 | 4.378,74 |
| 21 | 300,00 | 1,00 | -1,73 | 3.925,87 |
| 22 | 315,00 | 1,41 | -1,41 | 3.205,46 |
| 23 | 330,00 | 1,73 | -1,00 | 2.266,60 |
| 24 | 345,00 | 1,93 | -0,52 | 1.173,28 |

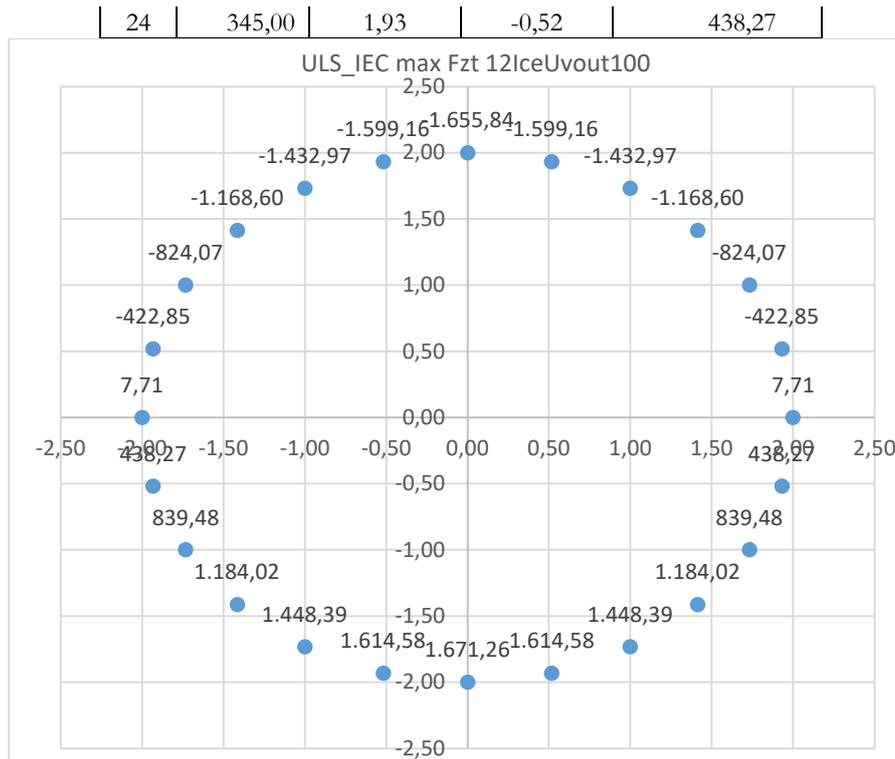


Per la condizione “ULS_IEC max Mzt 21VOGV0100”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

| F_{ris} (KN) | M_{ris} (KN m) | M_z (KN m) | F_z (KN) |
|----------------|------------------|--------------|------------|
| 255,10 | 29.541,02 | 8.533,00 | 122,00 |

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

| ULS_IEC max Mzt 21VOGV0100 | | | | |
|----------------------------|-----------|-------|-------|-----------|
| i | \square | x_i | y_i | P_z |
| 1 | 0,00 | 2,00 | 0,00 | -5,08 |
| 2 | 15,00 | 1,93 | 0,52 | -323,66 |
| 3 | 30,00 | 1,73 | 1,00 | -620,52 |
| 4 | 45,00 | 1,41 | 1,41 | -875,44 |
| 5 | 60,00 | 1,00 | 1,73 | -1.071,05 |
| 6 | 75,00 | 0,52 | 1,93 | -1.194,02 |
| 7 | 90,00 | 0,00 | 2,00 | -1.235,96 |
| 8 | 105,00 | -0,52 | 1,93 | -1.194,02 |
| 9 | 120,00 | -1,00 | 1,73 | -1.071,05 |
| 10 | 135,00 | -1,41 | 1,41 | -875,44 |
| 11 | 150,00 | -1,73 | 1,00 | -620,52 |
| 12 | 165,00 | -1,93 | 0,52 | -323,66 |
| 13 | 180,00 | -2,00 | 0,00 | -5,08 |
| 14 | 195,00 | -1,93 | -0,52 | 313,49 |
| 15 | 210,00 | -1,73 | -1,00 | 610,35 |
| 16 | 225,00 | -1,41 | -1,41 | 865,28 |
| 17 | 240,00 | -1,00 | -1,73 | 1.060,89 |
| 18 | 255,00 | -0,52 | -1,93 | 1.183,85 |
| 19 | 270,00 | 0,00 | -2,00 | 1.225,79 |
| 20 | 285,00 | 0,52 | -1,93 | 1.183,85 |
| 21 | 300,00 | 1,00 | -1,73 | 1.060,89 |
| 22 | 315,00 | 1,41 | -1,41 | 865,28 |
| 23 | 330,00 | 1,73 | -1,00 | 610,35 |
| 24 | 345,00 | 1,93 | -0,52 | 313,49 |

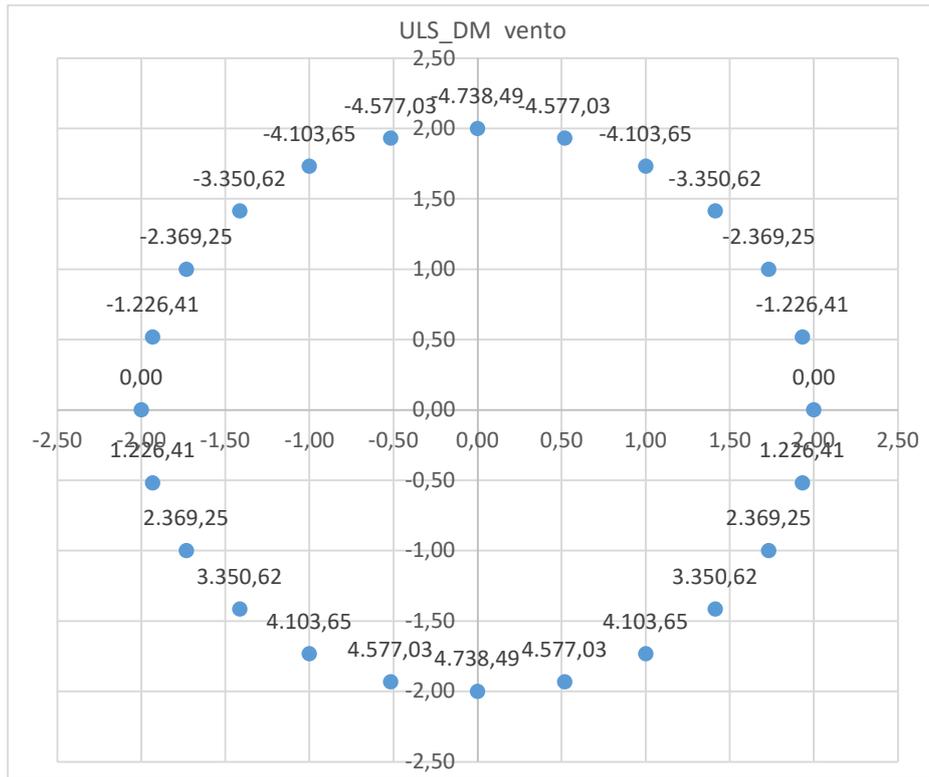


Per la condizione “ULS_DM Vento”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

| F _{ris} (KN) | M _{ris} (KN m) | M _z (KN m) | F _z (KN) |
|-----------------------|-------------------------|-----------------------|---------------------|
| 1.229,00 | 113.723,80 | -285,80 | 0,00 |

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

| ULS_DM Vento | | | | |
|--------------|--------|----------------|----------------|----------------|
| i | □ | x _i | y _i | P _z |
| 1 | 0,00 | 2,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 15,00 | 1,93 | 0,52 | -1.226,41 |
| 3 | 30,00 | 1,73 | 1,00 | -2.369,25 |
| 4 | 45,00 | 1,41 | 1,41 | -3.350,62 |
| 5 | 60,00 | 1,00 | 1,73 | -4.103,65 |
| 6 | 75,00 | 0,52 | 1,93 | -4.577,03 |
| 7 | 90,00 | 0,00 | 2,00 | -4.738,49 |
| 8 | 105,00 | -0,52 | 1,93 | -4.577,03 |
| 9 | 120,00 | -1,00 | 1,73 | -4.103,65 |
| 10 | 135,00 | -1,41 | 1,41 | -3.350,62 |
| 11 | 150,00 | -1,73 | 1,00 | -2.369,25 |
| 12 | 165,00 | -1,93 | 0,52 | -1.226,41 |
| 13 | 180,00 | -2,00 | 0,00 | 0,00 |
| 14 | 195,00 | -1,93 | -0,52 | 1.226,41 |
| 15 | 210,00 | -1,73 | -1,00 | 2.369,25 |
| 16 | 225,00 | -1,41 | -1,41 | 3.350,62 |
| 17 | 240,00 | -1,00 | -1,73 | 4.103,65 |
| 18 | 255,00 | -0,52 | -1,93 | 4.577,03 |
| 19 | 270,00 | 0,00 | -2,00 | 4.738,49 |
| 20 | 285,00 | 0,52 | -1,93 | 4.577,03 |
| 21 | 300,00 | 1,00 | -1,73 | 4.103,65 |
| 22 | 315,00 | 1,41 | -1,41 | 3.350,62 |
| 23 | 330,00 | 1,73 | -1,00 | 2.369,25 |
| 24 | 345,00 | 1,93 | -0,52 | 1.226,41 |

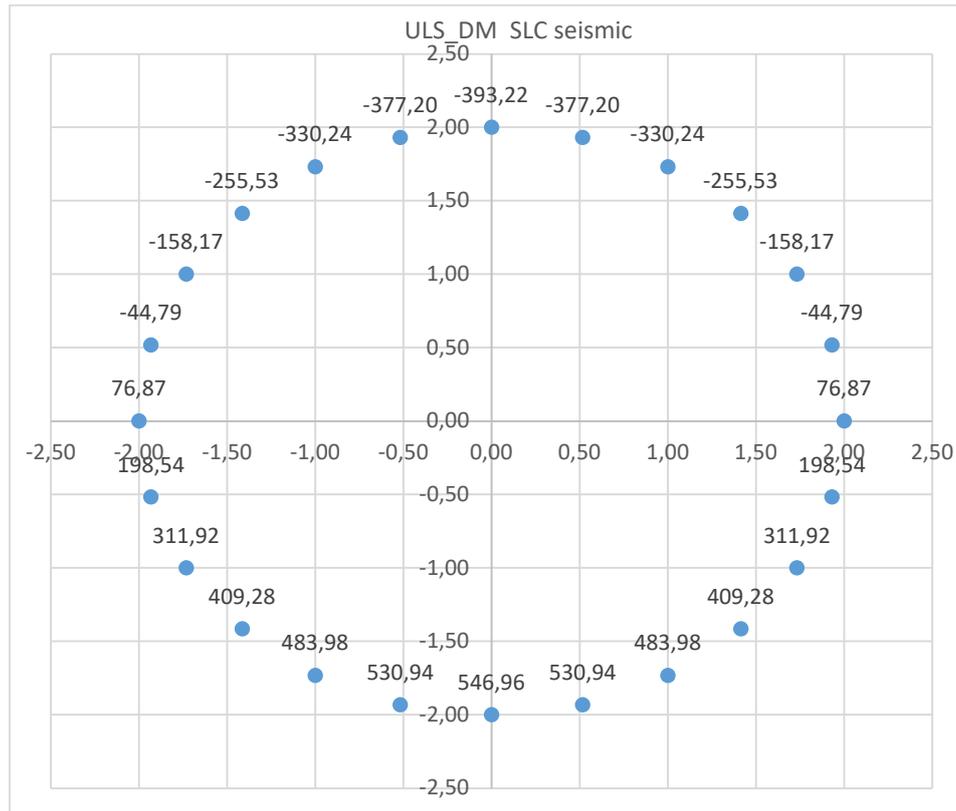


Per la condizione “USL_Seismic SLC”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

| F_{ris} (KN) | M_{ris} (KN m) | M_z (KN m) | F_z (KN) |
|----------------|------------------|--------------|------------|
| 121,95 | 11.282,15 | 63,19 | -1.844,96 |

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

| USL_Seismic SLC | | | | |
|-----------------|-----------|-------|-------|---------|
| i | \square | x_i | y_i | P_z |
| 1 | 0,00 | 2,00 | 0,00 | 76,87 |
| 2 | 15,00 | 1,93 | 0,52 | -44,79 |
| 3 | 30,00 | 1,73 | 1,00 | -158,17 |
| 4 | 45,00 | 1,41 | 1,41 | -255,53 |
| 5 | 60,00 | 1,00 | 1,73 | -330,24 |
| 6 | 75,00 | 0,52 | 1,93 | -377,20 |
| 7 | 90,00 | 0,00 | 2,00 | -393,22 |
| 8 | 105,00 | -0,52 | 1,93 | -377,20 |
| 9 | 120,00 | -1,00 | 1,73 | -330,24 |
| 10 | 135,00 | -1,41 | 1,41 | -255,53 |
| 11 | 150,00 | -1,73 | 1,00 | -158,17 |
| 12 | 165,00 | -1,93 | 0,52 | -44,79 |
| 13 | 180,00 | -2,00 | 0,00 | 76,87 |
| 14 | 195,00 | -1,93 | -0,52 | 198,54 |
| 15 | 210,00 | -1,73 | -1,00 | 311,92 |
| 16 | 225,00 | -1,41 | -1,41 | 409,28 |
| 17 | 240,00 | -1,00 | -1,73 | 483,98 |
| 18 | 255,00 | -0,52 | -1,93 | 530,94 |
| 19 | 270,00 | 0,00 | -2,00 | 546,96 |
| 20 | 285,00 | 0,52 | -1,93 | 530,94 |
| 21 | 300,00 | 1,00 | -1,73 | 483,98 |
| 22 | 315,00 | 1,41 | -1,41 | 409,28 |
| 23 | 330,00 | 1,73 | -1,00 | 311,92 |
| 24 | 345,00 | 1,93 | -0,52 | 198,54 |

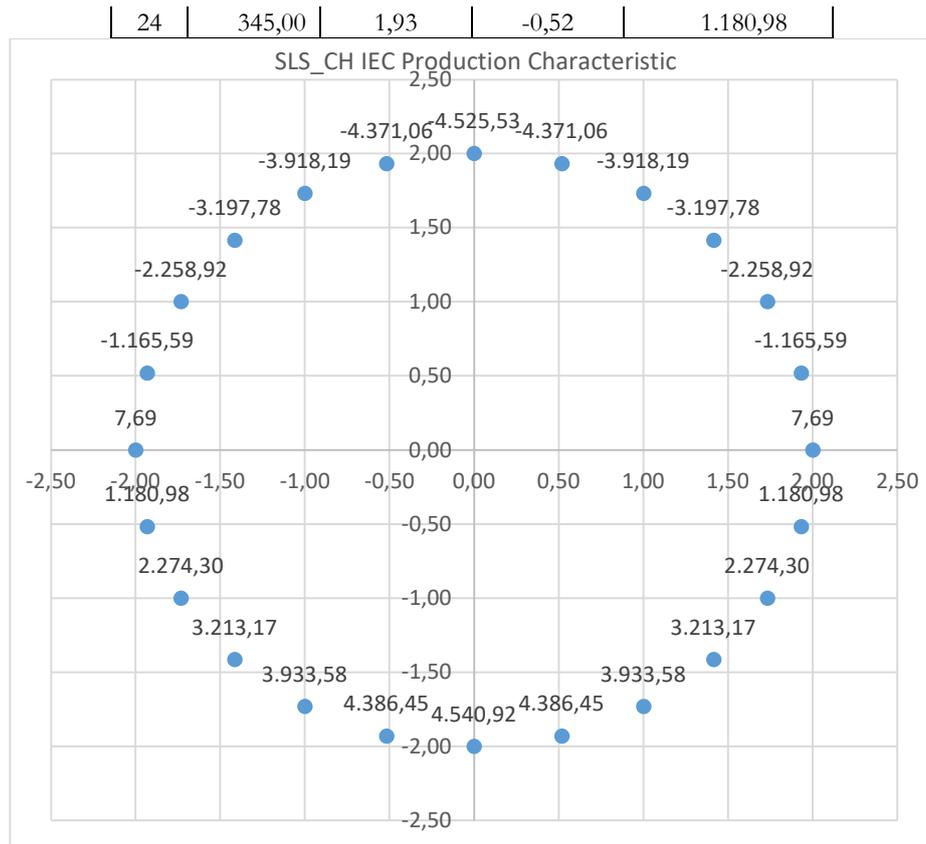


Per la condizione “SLS_IEC Characteristic”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

| F_{ris} (KN) | M_{ris} (KN m) | M_z (KN m) | F_z (KN) |
|----------------|------------------|--------------|------------|
| 986,63 | 108.797,33 | -8.741,73 | -184,65 |

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

| SLS_IEC Characteristic | | | | |
|------------------------|-----------|-------|-------|-----------|
| i | \square | x_i | y_i | P_z |
| 1 | 0,00 | 2,00 | 0,00 | 7,69 |
| 2 | 15,00 | 1,93 | 0,52 | -1.165,59 |
| 3 | 30,00 | 1,73 | 1,00 | -2.258,92 |
| 4 | 45,00 | 1,41 | 1,41 | -3.197,78 |
| 5 | 60,00 | 1,00 | 1,73 | -3.918,19 |
| 6 | 75,00 | 0,52 | 1,93 | -4.371,06 |
| 7 | 90,00 | 0,00 | 2,00 | -4.525,53 |
| 8 | 105,00 | -0,52 | 1,93 | -4.371,06 |
| 9 | 120,00 | -1,00 | 1,73 | -3.918,19 |
| 10 | 135,00 | -1,41 | 1,41 | -3.197,78 |
| 11 | 150,00 | -1,73 | 1,00 | -2.258,92 |
| 12 | 165,00 | -1,93 | 0,52 | -1.165,59 |
| 13 | 180,00 | -2,00 | 0,00 | 7,69 |
| 14 | 195,00 | -1,93 | -0,52 | 1.180,98 |
| 15 | 210,00 | -1,73 | -1,00 | 2.274,30 |
| 16 | 225,00 | -1,41 | -1,41 | 3.213,17 |
| 17 | 240,00 | -1,00 | -1,73 | 3.933,58 |
| 18 | 255,00 | -0,52 | -1,93 | 4.386,45 |
| 19 | 270,00 | 0,00 | -2,00 | 4.540,92 |
| 20 | 285,00 | 0,52 | -1,93 | 4.386,45 |
| 21 | 300,00 | 1,00 | -1,73 | 3.933,58 |
| 22 | 315,00 | 1,41 | -1,41 | 3.213,17 |
| 23 | 330,00 | 1,73 | -1,00 | 2.274,30 |



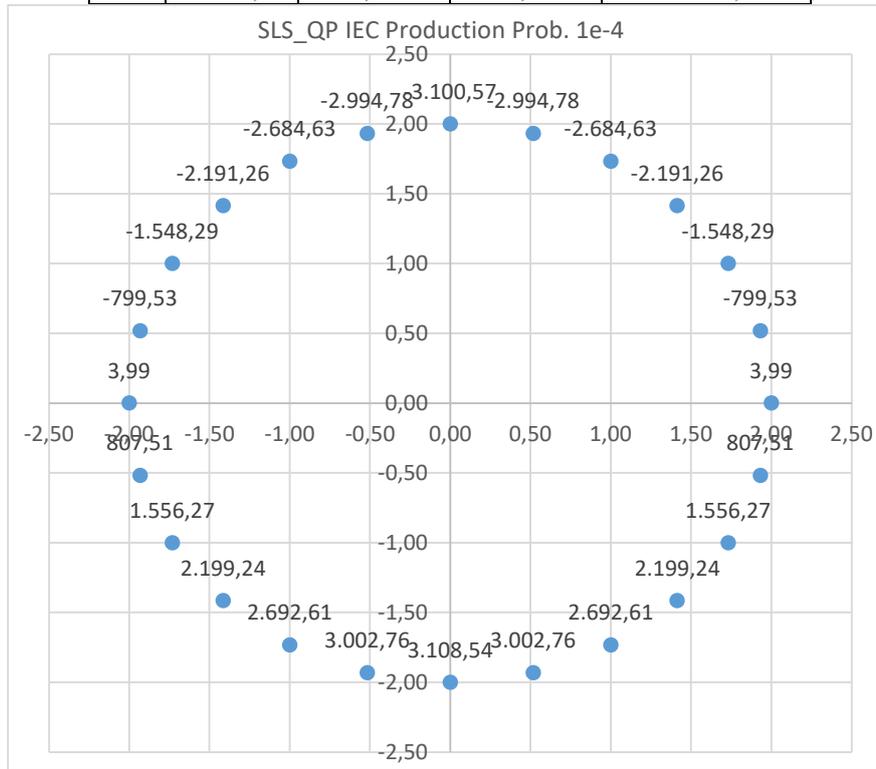
Per la condizione “SLS_QP IEC production Prob. 1e-4”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

| F_{ris} (KN) | M_{ris} (KN m) | M_z (KN m) | F_z (KN) |
|----------------|------------------|--------------|------------|
| 720,52 | 74.509,31 | -5.395,24 | -95,73 |

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

| SLS_QP IEC production Prob. 1e-4 | | | | |
|----------------------------------|-----------|-------|-------|-----------|
| i | \square | x_i | y_i | P_z |
| 1 | 0,00 | 2,00 | 0,00 | 3,99 |
| 2 | 15,00 | 1,93 | 0,52 | -799,53 |
| 3 | 30,00 | 1,73 | 1,00 | -1.548,29 |
| 4 | 45,00 | 1,41 | 1,41 | -2.191,26 |
| 5 | 60,00 | 1,00 | 1,73 | -2.684,63 |
| 6 | 75,00 | 0,52 | 1,93 | -2.994,78 |
| 7 | 90,00 | 0,00 | 2,00 | -3.100,57 |
| 8 | 105,00 | -0,52 | 1,93 | -2.994,78 |
| 9 | 120,00 | -1,00 | 1,73 | -2.684,63 |
| 10 | 135,00 | -1,41 | 1,41 | -2.191,26 |
| 11 | 150,00 | -1,73 | 1,00 | -1.548,29 |
| 12 | 165,00 | -1,93 | 0,52 | -799,53 |
| 13 | 180,00 | -2,00 | 0,00 | 3,99 |
| 14 | 195,00 | -1,93 | -0,52 | 807,51 |
| 15 | 210,00 | -1,73 | -1,00 | 1.556,27 |
| 16 | 225,00 | -1,41 | -1,41 | 2.199,24 |
| 17 | 240,00 | -1,00 | -1,73 | 2.692,61 |
| 18 | 255,00 | -0,52 | -1,93 | 3.002,76 |
| 19 | 270,00 | 0,00 | -2,00 | 3.108,54 |
| 20 | 285,00 | 0,52 | -1,93 | 3.002,76 |
| 21 | 300,00 | 1,00 | -1,73 | 2.692,61 |

| | | | | |
|----|--------|------|-------|----------|
| 22 | 315,00 | 1,41 | -1,41 | 2.199,24 |
| 23 | 330,00 | 1,73 | -1,00 | 1.556,27 |
| 24 | 345,00 | 1,93 | -0,52 | 807,51 |

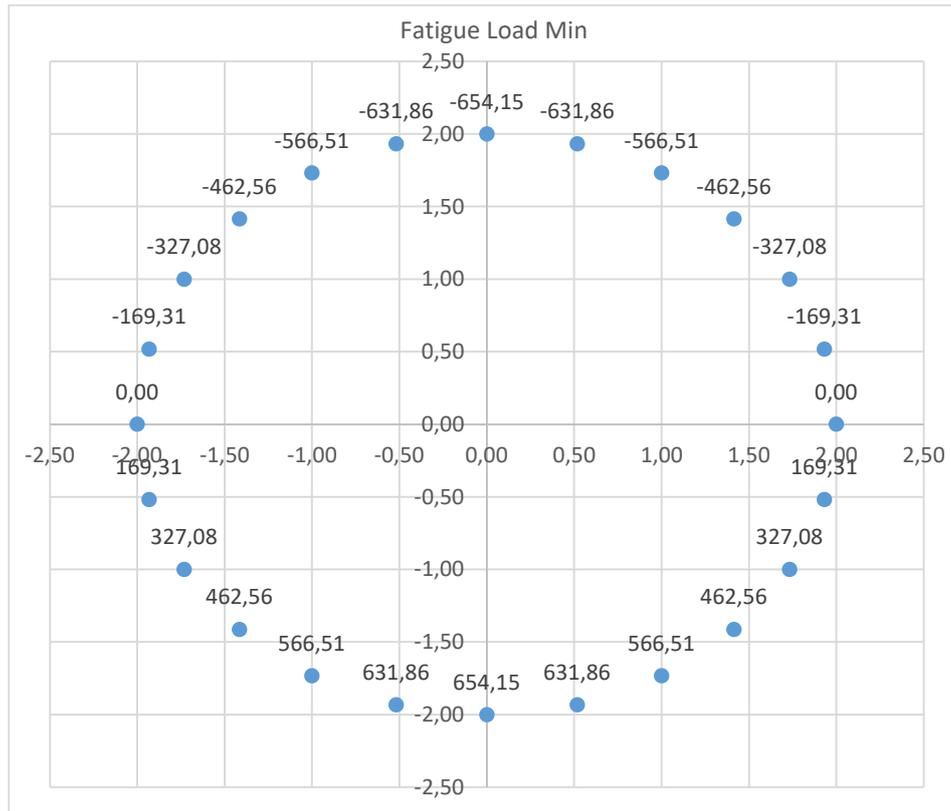


Per la condizione “Carichi a fatica minimi”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

| F_{ris} (KN) | M_{ris} (KN m) | M_z (KN m) | F_z (KN) |
|----------------|------------------|--------------|------------|
| 47,28 | 15.699,66 | -3.845,25 | 0,00 |

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

| Carichi a fatica minimi | | | | |
|-------------------------|-----------|-------|-------|---------|
| i | \square | x_i | y_i | P_z |
| 1 | 0,00 | 2,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 15,00 | 1,93 | 0,52 | -169,31 |
| 3 | 30,00 | 1,73 | 1,00 | -327,08 |
| 4 | 45,00 | 1,41 | 1,41 | -462,56 |
| 5 | 60,00 | 1,00 | 1,73 | -566,51 |
| 6 | 75,00 | 0,52 | 1,93 | -631,86 |
| 7 | 90,00 | 0,00 | 2,00 | -654,15 |
| 8 | 105,00 | -0,52 | 1,93 | -631,86 |
| 9 | 120,00 | -1,00 | 1,73 | -566,51 |
| 10 | 135,00 | -1,41 | 1,41 | -462,56 |
| 11 | 150,00 | -1,73 | 1,00 | -327,08 |
| 12 | 165,00 | -1,93 | 0,52 | -169,31 |
| 13 | 180,00 | -2,00 | 0,00 | 0,00 |
| 14 | 195,00 | -1,93 | -0,52 | 169,31 |
| 15 | 210,00 | -1,73 | -1,00 | 327,08 |
| 16 | 225,00 | -1,41 | -1,41 | 462,56 |
| 17 | 240,00 | -1,00 | -1,73 | 566,51 |
| 18 | 255,00 | -0,52 | -1,93 | 631,86 |
| 19 | 270,00 | 0,00 | -2,00 | 654,15 |
| 20 | 285,00 | 0,52 | -1,93 | 631,86 |
| 21 | 300,00 | 1,00 | -1,73 | 566,51 |
| 22 | 315,00 | 1,41 | -1,41 | 462,56 |
| 23 | 330,00 | 1,73 | -1,00 | 327,08 |
| 24 | 345,00 | 1,93 | -0,52 | 169,31 |

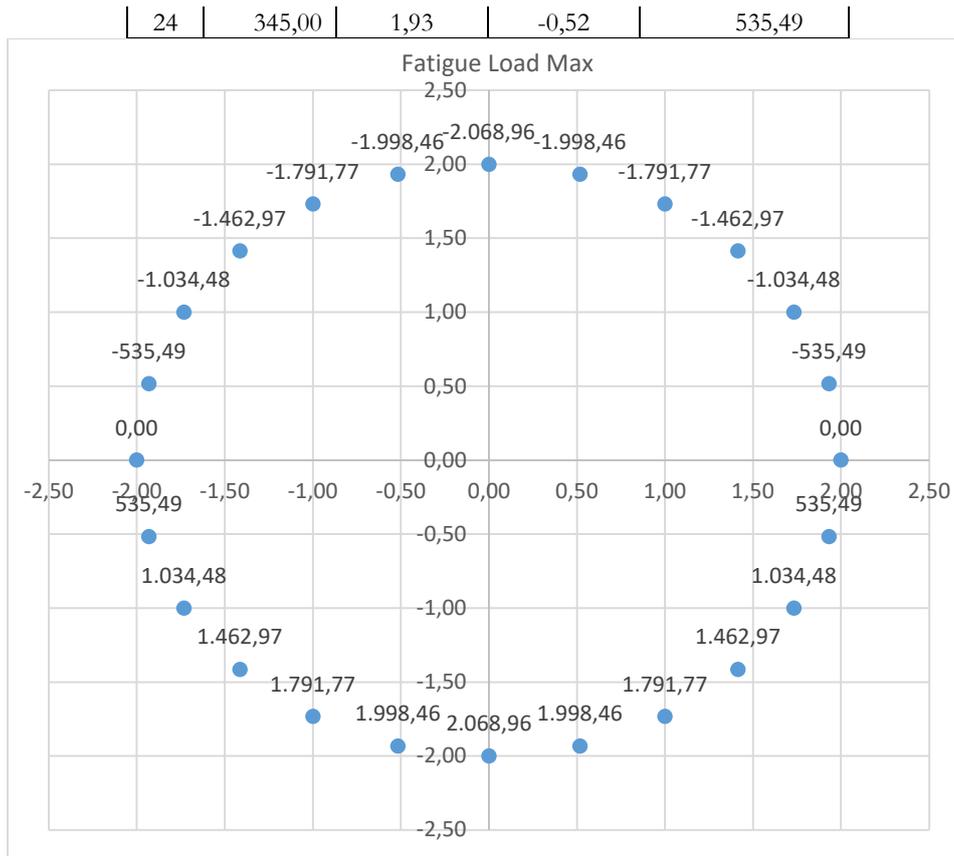


Per la condizione “Carichi a fatica massimi”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

| F_{ris} (KN) | M_{ris} (KN m) | M_z (KN m) | F_z (KN) |
|----------------|------------------|--------------|------------|
| 545,70 | 49.654,98 | 3.278,79 | 0,00 |

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

| Carichi a fatica massimi | | | | |
|--------------------------|-----------|-------|-------|-----------|
| i | \square | x_i | y_i | P_z |
| 1 | 0,00 | 2,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 15,00 | 1,93 | 0,52 | -535,49 |
| 3 | 30,00 | 1,73 | 1,00 | -1.034,48 |
| 4 | 45,00 | 1,41 | 1,41 | -1.462,97 |
| 5 | 60,00 | 1,00 | 1,73 | -1.791,77 |
| 6 | 75,00 | 0,52 | 1,93 | -1.998,46 |
| 7 | 90,00 | 0,00 | 2,00 | -2.068,96 |
| 8 | 105,00 | -0,52 | 1,93 | -1.998,46 |
| 9 | 120,00 | -1,00 | 1,73 | -1.791,77 |
| 10 | 135,00 | -1,41 | 1,41 | -1.462,97 |
| 11 | 150,00 | -1,73 | 1,00 | -1.034,48 |
| 12 | 165,00 | -1,93 | 0,52 | -535,49 |
| 13 | 180,00 | -2,00 | 0,00 | 0,00 |
| 14 | 195,00 | -1,93 | -0,52 | 535,49 |
| 15 | 210,00 | -1,73 | -1,00 | 1.034,48 |
| 16 | 225,00 | -1,41 | -1,41 | 1.462,97 |
| 17 | 240,00 | -1,00 | -1,73 | 1.791,77 |
| 18 | 255,00 | -0,52 | -1,93 | 1.998,46 |
| 19 | 270,00 | 0,00 | -2,00 | 2.068,96 |
| 20 | 285,00 | 0,52 | -1,93 | 1.998,46 |
| 21 | 300,00 | 1,00 | -1,73 | 1.791,77 |
| 22 | 315,00 | 1,41 | -1,41 | 1.462,97 |
| 23 | 330,00 | 1,73 | -1,00 | 1.034,48 |



4. CRITERI GENERALI DI CALCOLO

L'analisi FEM, eseguita tramite l'ausilio del Software dell'Aztec Informatica, API++14 licenza n°A101280VT, ha fornito le sollecitazioni agenti sull'opera di fondazione.

Vista la particolare modalità delle condizioni di carico applicate, la simmetria del problema e la reale applicazione dei carichi alla fondazione, verrà effettuata l'analisi lungo un diametro della fondazione. I risultati ottenuti saranno quindi estesi alla totalità della fondazione.

Infatti, la direzione di applicazione del carico è una questione puramente convenzionale, in realtà questa condizione di carico si potrà verificare lungo ognuna delle direzioni uscenti dal centro della torre.

4.1. TIPO DI ANALISI E MOTIVAZIONE

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elastico lineare. Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Il metodo di analisi utilizzato è quello statico, che modella le azioni dinamiche agenti sulla struttura mediante l'applicazione di forze statiche equivalenti. Le forze applicate sono comprensive degli effetti dinamici ordinari delle azioni che rappresentano.

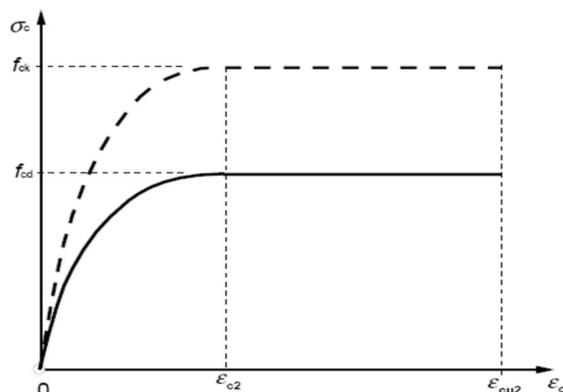
4.2. METODO DI VERIFICA SEZIONALE

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17.01.2018.

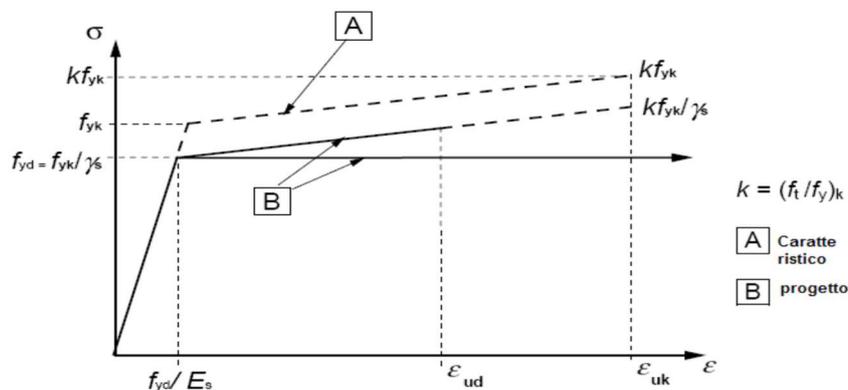
Le verifiche degli elementi bidimensionali sono state effettuate direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale.

Per le verifiche sezionali degli elementi in c.a. ed acciaio sono stati utilizzati i seguenti legami:

Legame parabola rettangolo per il cls



Legame elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio



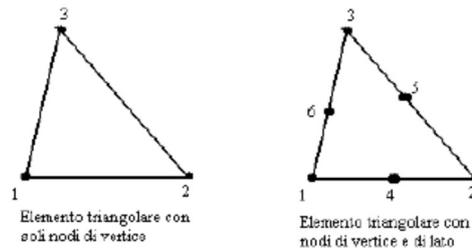
4.3. CRITERI USATI PER LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

L'analisi del plinto di fondazione è stata eseguita utilizzando una modellazione con il metodo degli elementi finiti (FEM).

La struttura viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma.

Il metodo degli elementi finiti (FEM) sviluppatosi a partire dalla fine degli anni '50 del secolo scorso rappresenta attualmente il metodo più diffuso nel campo dell'analisi del continuo sia per problemi statici che dinamici in campo lineare e non lineare.

Tralasciando gli aspetti teorici del problema, per i quali si rimanda alla vastissima letteratura specializzata, in breve il metodo suddivide il mezzo continuo in tanti sottodomini (detti elementi) connessi fra loro mediante nodi.



Il programma utilizza, per l'analisi tipo piastra, elementi quadrangolari e triangolari.

La procedura di suddivisione del continuo in elementi prende il nome di generazione mesh e rappresenta il primo passo per l'analisi ad elementi finiti di qualsivoglia struttura.

In letteratura esistono diversi metodi per la generazione di una mesh di elementi su una regione di forma qualsiasi. Il metodo sicuramente più noto si basa sulla tecnica di triangolazione di Delaunay che consente di ottenere mesh di elementi triangolari. Con tale metodo la mesh ottenuta è ottimizzata nel senso che fra tutte le triangolazioni possibili quella di Delaunay minimizza il massimo angolo e massimizza il minimo angolo generando in tal modo elementi che hanno il più basso rapporto di distorsione. Nel problema di tipo piastra gli spostamenti nodali sono lo spostamento verticale w e le rotazioni intorno agli assi x e y , ϕ_x e ϕ_y .

Note le funzioni di forma che legano gli spostamenti nodali al campo di spostamenti sul singolo elemento è possibile costruire la matrice di rigidezza dell'elemento k_e ed il vettore dei carichi nodali dell'elemento p_e .

La determinazione dello stato di tensione indotte nel terreno da un carico applicato in superficie viene eseguita con l'ipotesi di mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo ed isotropo.

La fase di assemblaggio consente di ottenere la matrice di rigidezza globale della struttura K ed il vettore dei carichi nodali p . La soluzione del sistema

$$K u = p$$

consente di ricavare il vettore degli spostamenti nodali u .

Dagli spostamenti nodali è possibile risalire per ogni elemento al campo di spostamenti ed alle sollecitazioni M_x , M_y ed M_{xy} .

Nelle fondazioni dirette il terreno di fondazione viene modellato con delle molle disposte in corrispondenza dei nodi. La rigidezza delle molle è proporzionale alla costante di sottofondo k ed all'area dell'elemento.

Per l'analisi della piastra soggetta a carichi nel piano vengono utilizzati elementi triangolari a 6 nodi a deformazione quadratica. L'analisi fornisce in tal caso il campo di spostamenti orizzontali e le tensioni nel piano della lastra σ_x , σ_y e τ_{xy} .

4.4. VERIFICHE STRUTTURALI AGLI SLU E SLE SECONDO IL D.M. 17/01/2018

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 17.01.2018. Gli stati limite analizzati sono:

– Stati limite ultimi (SLU)

La sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nei tabulati di calcolo.

– Stati limite di esercizio (SLE)

La sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. I valori limite, così come definiti nelle norme tecniche, sono riportati nelle tabelle di calcolo.

Secondo quanto previsto dalla normativa le verifiche sono state eseguite nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

collasso per scorrimento sul piano di posa

SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando per ogni stato limite considerato la sollecitazione agente sia minore o al più uguale a quella resistente.

Si dovranno adottare due diversi approcci progettuali:

Approccio 1: Combinazione 2: (A2+M2+R2) per le verifiche di stabilità globale

Approccio 2: Combinazione (A1+M1+R3) per le verifiche strutturali e per le rimanenti verifiche geotecniche.

Per gli stati limite ultimi le verifiche vengono effettuate confrontando la resistenza di progetto (R_d) il valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), utilizzando il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza. I coefficienti parziali di sicurezza, associati ai materiali ed alle azioni, tengono in conto della variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

4.5. MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo strutturale, e le successive verifiche, l'opera di fondazione è stata schematizzata come una piastra. Per l'analisi si è utilizzato il metodo degli elementi finiti (FEM). La struttura cioè viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma. Il programma utilizza, per l'analisi tipo piastra, elementi quadrangolari. Nel problema di tipo piastra gli spostamenti nodali sono lo spostamento verticale w e le rotazioni intorno agli assi x e y , φ_x e φ_y , legati allo spostamento w tramite relazioni:

$$f_x = -dw/dy$$

$$f_y = dw/dx$$

Note le funzioni di forma che legano gli spostamenti nodali al campo di spostamenti sul singolo elemento è possibile costruire la matrice di rigidezza dell'elemento ed il vettore dei carichi nodali dell'elemento.

In particolare, dall'analisi FEM, eseguita tramite l'ausilio del Software dell'Aztec Informatica, API++14, si sono ricavate le sollecitazioni agenti sull'opera di fondazione. A sua volta, conoscendo le sollecitazioni (si rimanda al fascicolo dei calcoli) si sono eseguite le opportune verifiche agli SLU e SLE ai sensi del DM 17/01/2018; tali verifiche sono riportate nei paragrafi seguenti.

Al fine di eseguire la valutazione delle sollecitazioni agenti sul blocco di fondazione, sono state combinate tra di loro le azioni gravitazionali, sismiche e quelle specifiche sulla torre, secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le proprietà dei materiali che costituiscono gli elementi strutturali in calcestruzzo armato previsti in progetto sono le seguenti:

| | |
|---------------------------------|---------|
| Acciaio da cemento armato: | B450C |
| Calcestruzzo per i pali: | C25/30 |
| Calcestruzzo per il plinto: | C32/40 |
| Calcestruzzo per il colletto: | C50/60 |
| Calcestruzzo per l'inghisaggio: | C90/105 |

Pertanto, le caratteristiche dei materiali possono essere riassunte nelle seguenti tabelle:

| Coefficients di sicurezza | | | |
|--|--------|-----|---|
| γ_c | 1,50 | | coefficiente di sicurezza del calcestruzzo |
| α_{cc} | 0,85 | | coefficiente riduttivo calcestruzzo per le resistenze di lunga durata |
| γ_s | 1,15 | | coefficiente di sicurezza acciaio |
| k_1 | 0,85 | | coefficiente fatica EC2 eq 6.76 |
| Caratteristiche calcestruzzo suola | | | |
| R_{ck} | 40,00 | Mpa | resistenza cubica a compressione caratteristica |
| f_{ck} | 32,00 | Mpa | resistenza cilindrica a compressione caratteristica |
| f_{cd} | 18,13 | Mpa | resistenza cilindrica a compressione di progetto |
| E_{cm} | 33.346 | Mpa | modulo elastico |
| $f_{cd,fat}$ | 13,44 | Mpa | resistenza a fatica di progetto (EC2 eq 6.76) |
| $f_{ck,fat}$ | 25,02 | Mpa | resistenza a fatica caratteristica (MC10 eq. 5.1-110) |
| $\sigma_{C,max,SLE,R}$ | 19,20 | Mpa | tensione massima del calcestruzzo per SLE rara (0,6 x f_{ck}) |
| $\sigma_{C,max,SLE,P}$ | 14,40 | Mpa | tensione massima del calcestruzzo per SLE quasi permanente (0,45 x f_{ck}) |
| Caratteristiche calcestruzzo colletto | | | |
| R_{ck} | 60,00 | Mpa | resistenza cubica a compressione caratteristica |
| f_{ck} | 50,00 | Mpa | resistenza cilindrica a compressione caratteristica |
| f_{cd} | 28,33 | Mpa | resistenza cilindrica a compressione di progetto |
| E_{cm} | 37.278 | Mpa | modulo elastico |
| $f_{cd,fat}$ | 19,27 | Mpa | resistenza a fatica di progetto (EC2 eq 6.76) |
| $f_{ck,fat}$ | 37,19 | Mpa | resistenza a fatica caratteristica (MC10 eq. 5.1-110) |
| Caratteristiche calcestruzzo inghisaggio | | | |
| R_{ck} | 105,00 | Mpa | resistenza cubica a compressione caratteristica |
| f_{ck} | 90,00 | Mpa | resistenza cilindrica a compressione caratteristica |
| f_{cd} | 51,00 | Mpa | resistenza cilindrica a compressione di progetto |
| E_{cm} | 43.631 | Mpa | Modulo elastico |
| $f_{cd,fat}$ | 27,74 | Mpa | resistenza a fatica di progetto (EC2 eq 6.76) |
| $f_{ck,fat}$ | 59,29 | Mpa | resistenza a fatica caratteristica (MC10 eq. 5.1-110) |
| Caratteristiche dell'acciaio | | | |
| f_{yk} | 450,00 | Mpa | resistenza dell'acciaio caratteristica |
| f_{yd} | 391,30 | Mpa | resistenza dell'acciaio di progetto |
| $\sigma_{S,max,SLE,R}$ | 360,00 | Mpa | tensione massima dell'acciaio per SLE rara (0,8 x f_{yk}) |
| $\Delta\sigma_{Rsk}$ (dritte) | 162,50 | Mpa | escursione massima nell'acciaio verifiche a fatica barre dritte |
| $\Delta\sigma_{Rsd}$ (dritte) | 101,69 | Mpa | escursione massima nell'acciaio verifiche a fatica barre dritte a m=7 |

5.1. DETERMINAZIONE DELLE LUNGHEZZE DI ANCORAGGIO

Le barre di armatura del calcestruzzo dovranno essere opportunamente ancorate in modo da consentire la trasmissione sicura delle forze di aderenza al calcestruzzo, al fine di evitarne la fessurazione longitudinale ed il distacco. Dovranno inoltre essere curate le lunghezze di sovrapposizione delle barre. La lunghezza di ancoraggio necessaria è stata determinata utilizzando le espressioni 8.2, 8.3 e 8.4 dell'Eurocodice 2, in cui si è posto σ_{sd} pari a f_{yd}

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} > l_{b,min}$$

in cui

$\alpha_1 = 1,00$ (nel caso di barre non dritte con $c_d < 3\phi$)

$\alpha_2 = 1,00$ (nel caso di barre non dritte con $\alpha_2 = 0,7 < 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi < 1,0$)

$\alpha_3 = 1,00$ (nel caso di $K = 0$)

$\alpha_4 = 1,00$ (nel caso di barre non saldate)

$\alpha_5 = 1,00$ (nel caso di assenza di confinamento dovuto a pressione trasversale)

$c_d =$ minimo tra: distanza netta tra le barre $a = [(C / n) - \phi]/2$; copriferro c_1

$\phi =$ diametro barra in mm

(in funzione della direzione del getto in fase di realizzazione)

$\eta_1 = 0,70$ considerando zona con condizioni di aderenza mediocre

$\eta_2 = 1,00$ barre con diametro minore o uguale a 32mm

Mentre la lunghezza di sovrapposizione necessaria è stata determinata utilizzando le espressioni 8.10 e 8.11 dell'Eurocodice 2.

$$l_{0d} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} > l_{0,min}$$

L'analisi condotta può essere riassunta nelle seguenti tabelle:

| Determinazione tensione ultima di aderenza | | |
|--|--------|---|
| Caratteristiche dell'acciaio | | |
| f_{yk} | 450,00 | Mpa resistenza dell'acciaio caratteristica |
| f_{yd} | 391,30 | Mpa resistenza dell'acciaio di progetto |
| Caratteristiche calcestruzzo | | |
| R_{ck} | 40,00 | MPa resistenza cubica a compressione caratteristica |
| f_{ck} | 32,00 | MPa resistenza cilindrica a compressione caratteristica |
| f_{ctk} | 2,12 | MPa resistenza a trazione del calcestruzzo caratteristica |
| f_{cd} | 18,13 | MPa resistenza cilindrica a compressione di progetto |
| f_{ctd} | 1,41 | MPa resistenza a trazione del calcestruzzo di progetto |

| Determinazione della tensione ultima di aderenza | | | |
|--|-------|--|--|
| η_1 | 0,70 | per l'armatura in zona superiore del plinto in zona di aderenza mediocre | |
| η_1 | 1,00 | per l'armatura in zona inferiore del plinto e in zona di aderenza buona | |
| η_2 | 1,00 | armatura sempre minore o uguale a ϕ 32 | |
| $f_{bd, sup}$ | 2,22 | MPa | tensione ultima di aderenza armatura in zona con condizioni di aderenza mediocre |
| $f_{bd, inf}$ | 3,18 | MPa | tensione ultima di aderenza armatura in zona con condizioni di aderenza buona |
| Lunghezza di ancoraggio (supponendo $\sigma_{sd} = f_{yd}$) | | | |
| a | 40,00 | mm | interferro minimo |
| c_1 | 50,00 | mm | copriferro |
| c_d | 20,00 | mm | |
| α_1 | 1,00 | barre dritte o con $c_d < 3\phi$ | |
| α_2 | 1,00 | > 0,70 | |
| K | 0,00 | | |
| α_3 | 1,00 | | |
| α_4 | 1,00 | | |
| α_6 | 1,40 | | |

Di seguito una tabella che riassume i risultati per le varie classi di diametri.

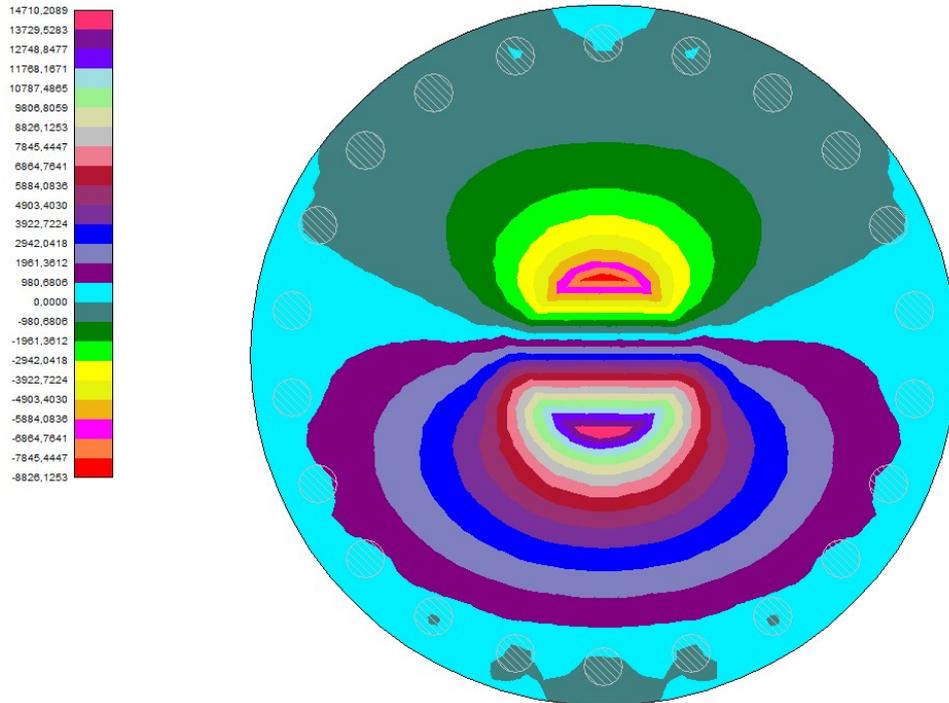
| | | | | l_{bd} ancoraggio | l_o sovrapposizione |
|-------|---------------------------------|------------------|----------|------------------------|--------------------------|
| d= 32 | armatura superiore barre dritte | $l_{b,rqd, sup}$ | 1.409 mm | 1.450 mm | 2.050 mm |
| | armatura inferiore barre dritte | $l_{b,rqd, inf}$ | 986 mm | 1.000 mm | 1400 mm |
| d= 28 | armatura superiore barre dritte | $l_{b,rqd, sup}$ | 1.232 mm | 1.250 mm | 1750 mm |
| | armatura inferiore barre dritte | $l_{b,rqd, inf}$ | 863 mm | 900 mm | 1300 mm |
| d= 26 | armatura superiore barre dritte | $l_{b,rqd, sup}$ | 1.144 mm | 1.150 mm | 1650 mm |
| | armatura inferiore barre dritte | $l_{b,rqd, inf}$ | 801 mm | 850 mm | 1200 mm |
| d= 24 | armatura superiore barre dritte | $l_{b,rqd, sup}$ | 1.056 mm | 1.100 mm | 1550 mm |
| | armatura inferiore barre dritte | $l_{b,rqd, inf}$ | 739 mm | 750 mm | 1050 mm |
| d= 22 | armatura superiore barre dritte | $l_{b,rqd, sup}$ | 968 mm | 1.000 mm | 1400 mm |
| | armatura inferiore barre dritte | $l_{b,rqd, inf}$ | 678 mm | 700 mm | 1000 mm |
| d= 20 | armatura superiore barre dritte | $l_{b,rqd, sup}$ | 880 mm | 900 mm | 1300 mm |
| | armatura inferiore barre dritte | $l_{b,rqd, inf}$ | 616 mm | 650 mm | 950 mm |

Tali lunghezze sono state riportate anche negli elaborati strutturali.

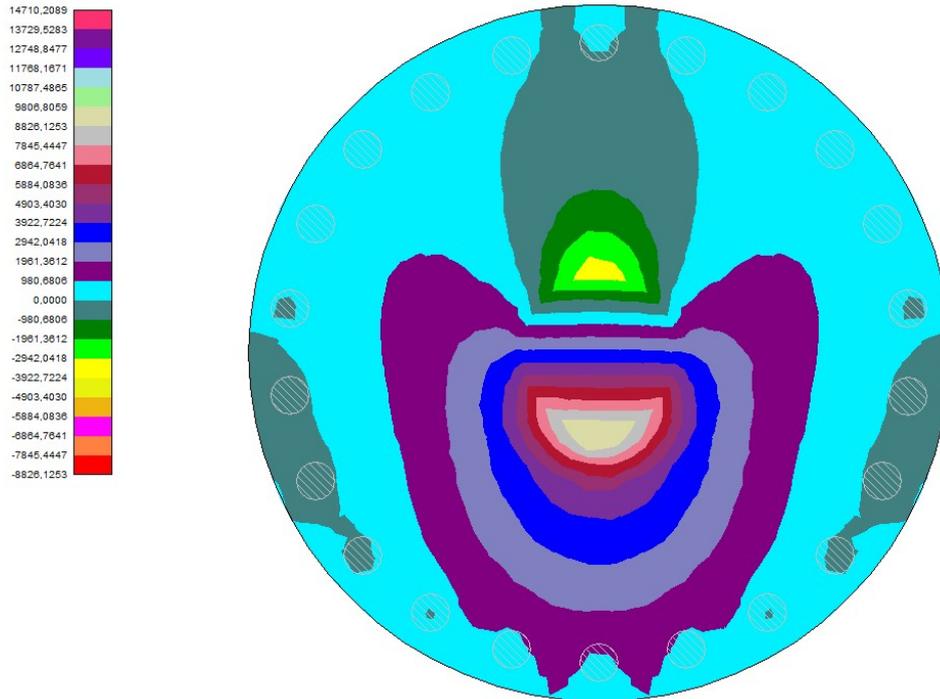
6. VERIFICHE GLOBALI PLINTO DI FONDAZIONE

I risultati di output del modello FEM possono essere riassunti nella seguente colormap in cui è rappresentato l'andamento delle principali caratteristiche di sollecitazione agenti.

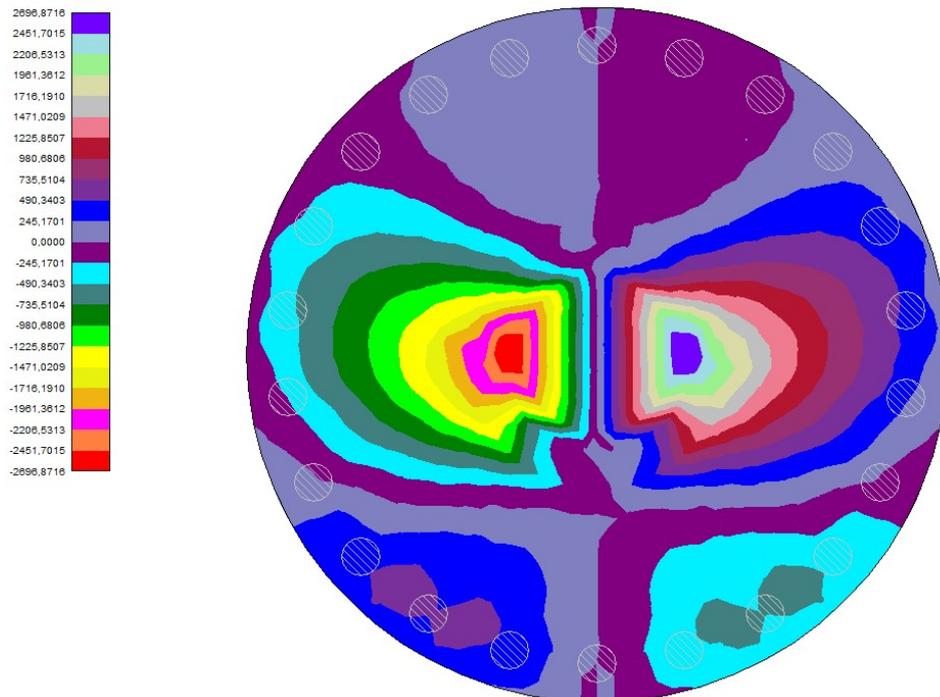
- Distribuzione del momento M_y (KN m) nella piastra di fondazione – COMB 3



- Distribuzione del momento M_x (KN m) nella piastra di fondazione

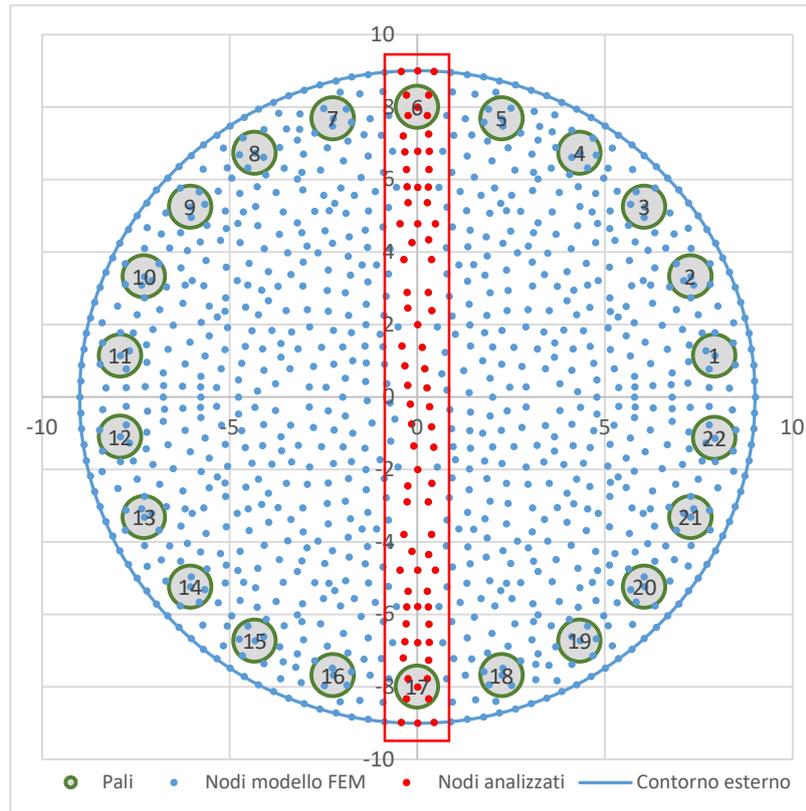


- Distribuzione del taglio T_y (kN) nella piastra di fondazione



Dall’analisi delle colormap possiamo affermare che, nella configurazione di carico analizzata, le sollecitazioni massime agenti lungo la struttura esaminata sono localizzate lungo il diametro della fondazione individuato dall’asse Y. Pertanto si è concentrata l’analisi sulle sollecitazioni radiali e tangenziali agenti lungo tale asse, al fine di estendere i risultati dell’analisi alla totalità della fondazione.

 Zona maggiormente sollecitata



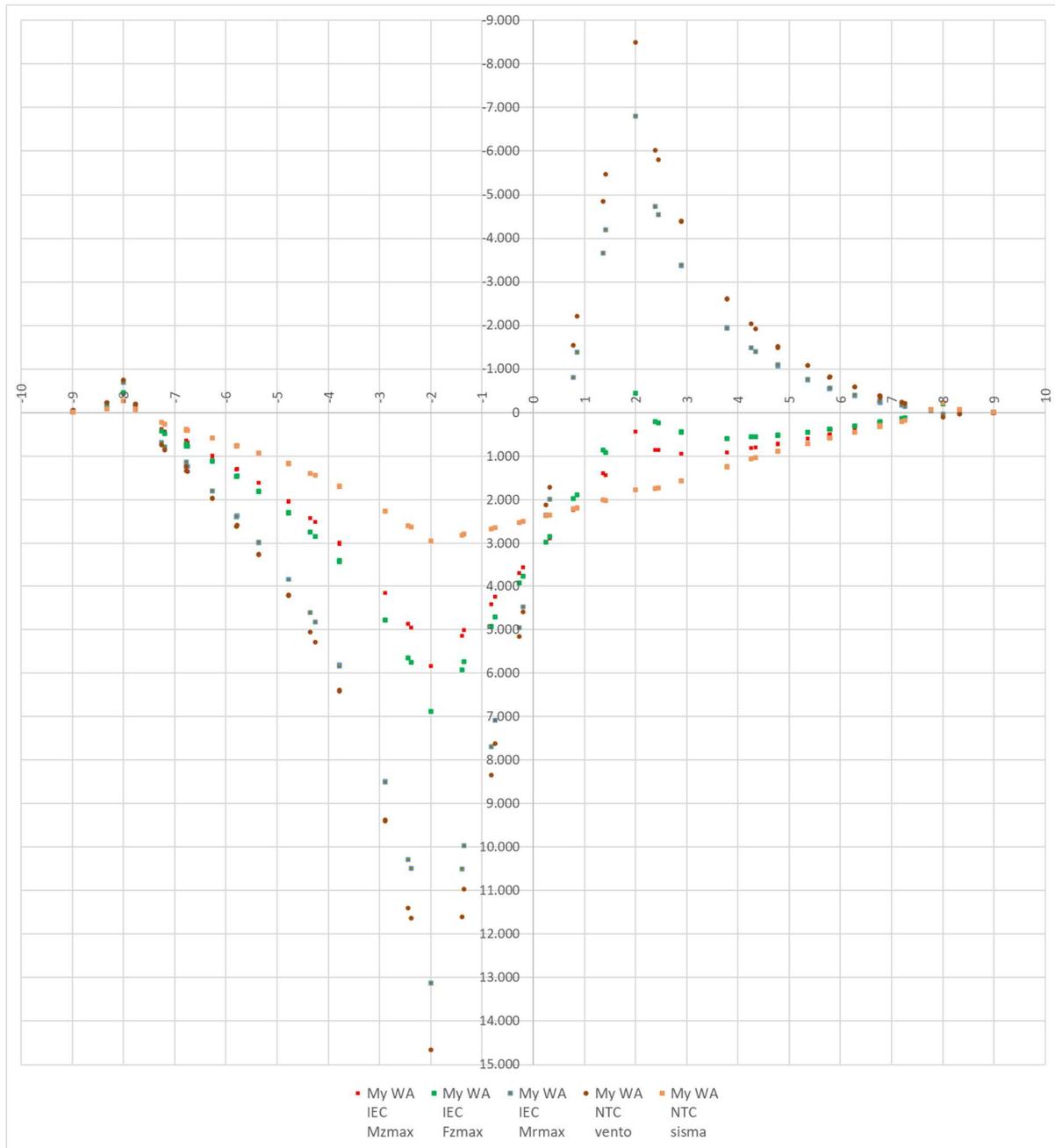
Per la definizione delle azioni massime agenti è stato effettuato l'involuppo delle sollecitazioni nodali agenti nei punti individuati in figura come nodi analizzati, appartenenti ad una fascia di fondazione di larghezza pari ad 1m a cavallo dell'asse Y.

6.1. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE AGENTI

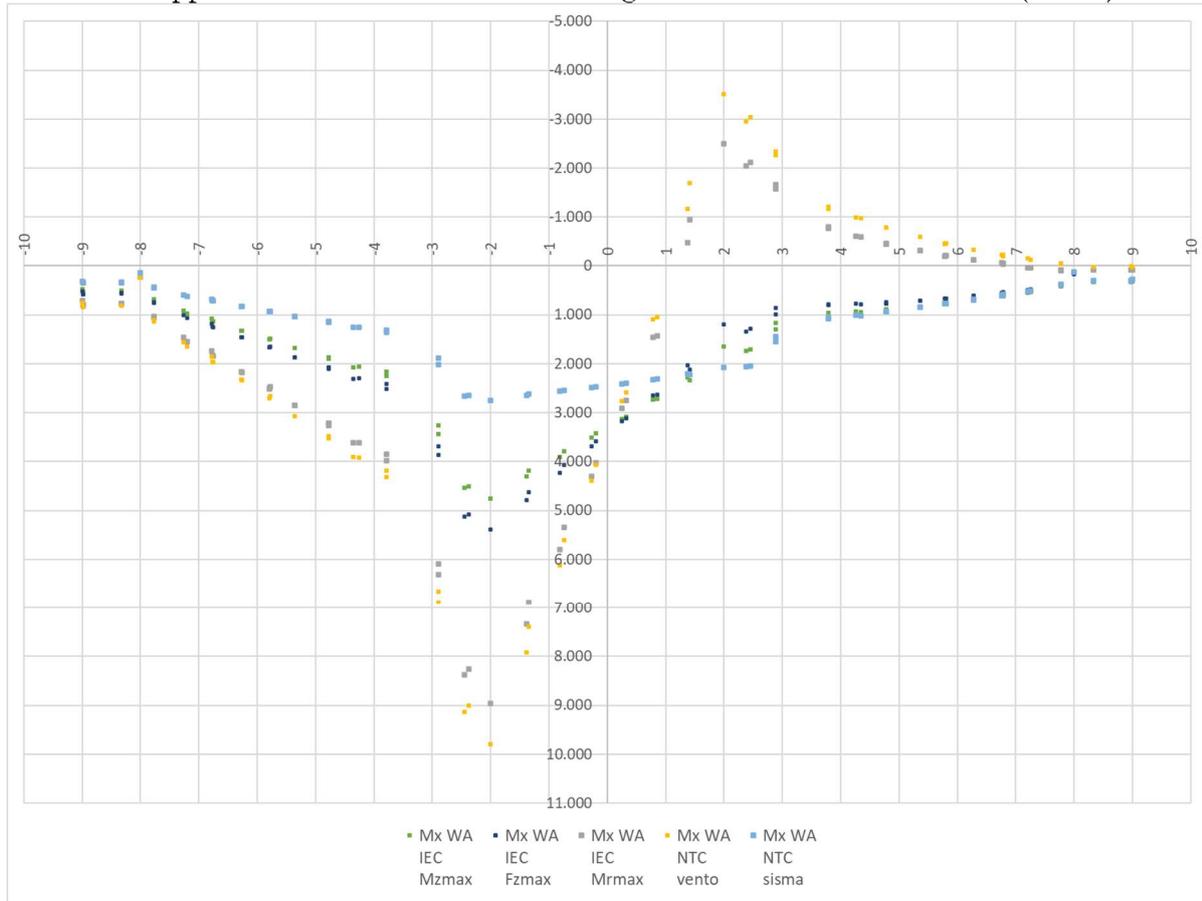
Dall'analisi effettuata sono state dedotte le seguenti sollecitazioni massime agenti sulla fondazione:

SLU – A1

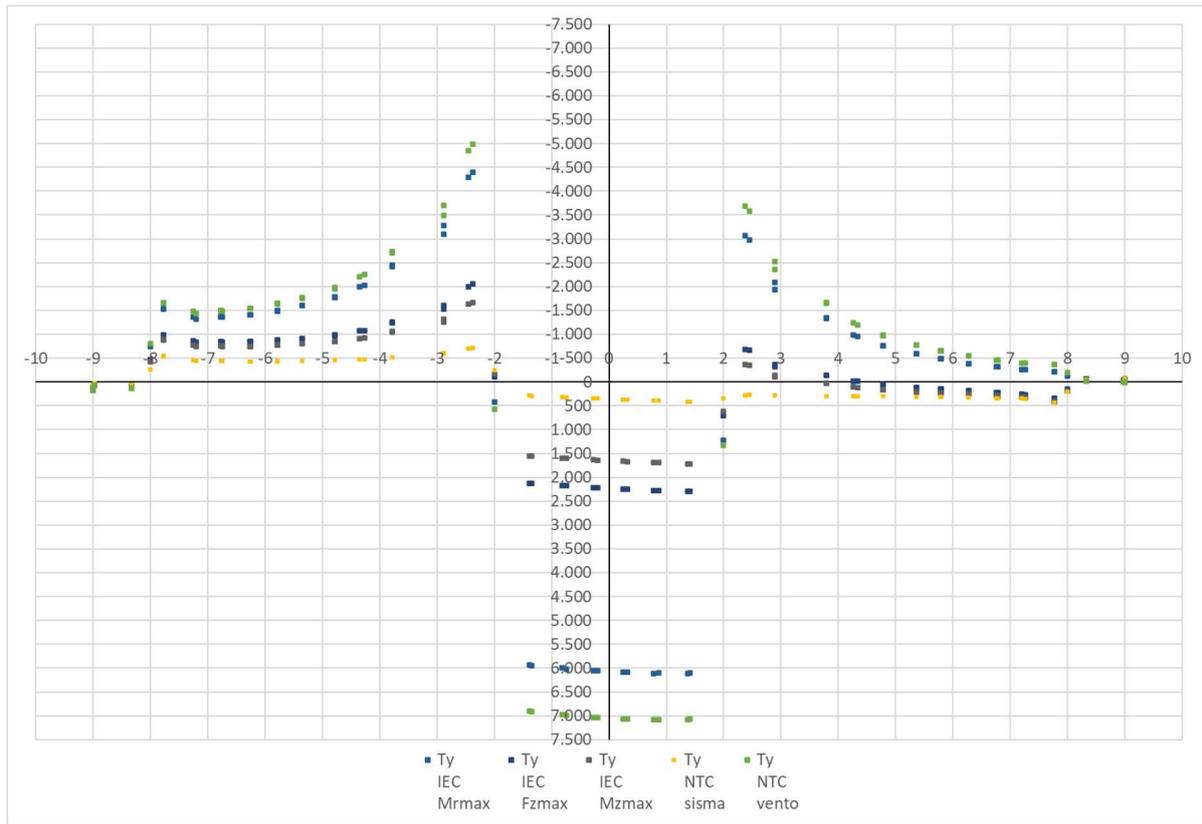
Involuppo del momento radiale agente sulla fascia di fondazione (KN m)



Involuppo del momento circonferenziale agente sulla fascia di fondazione (KN m)

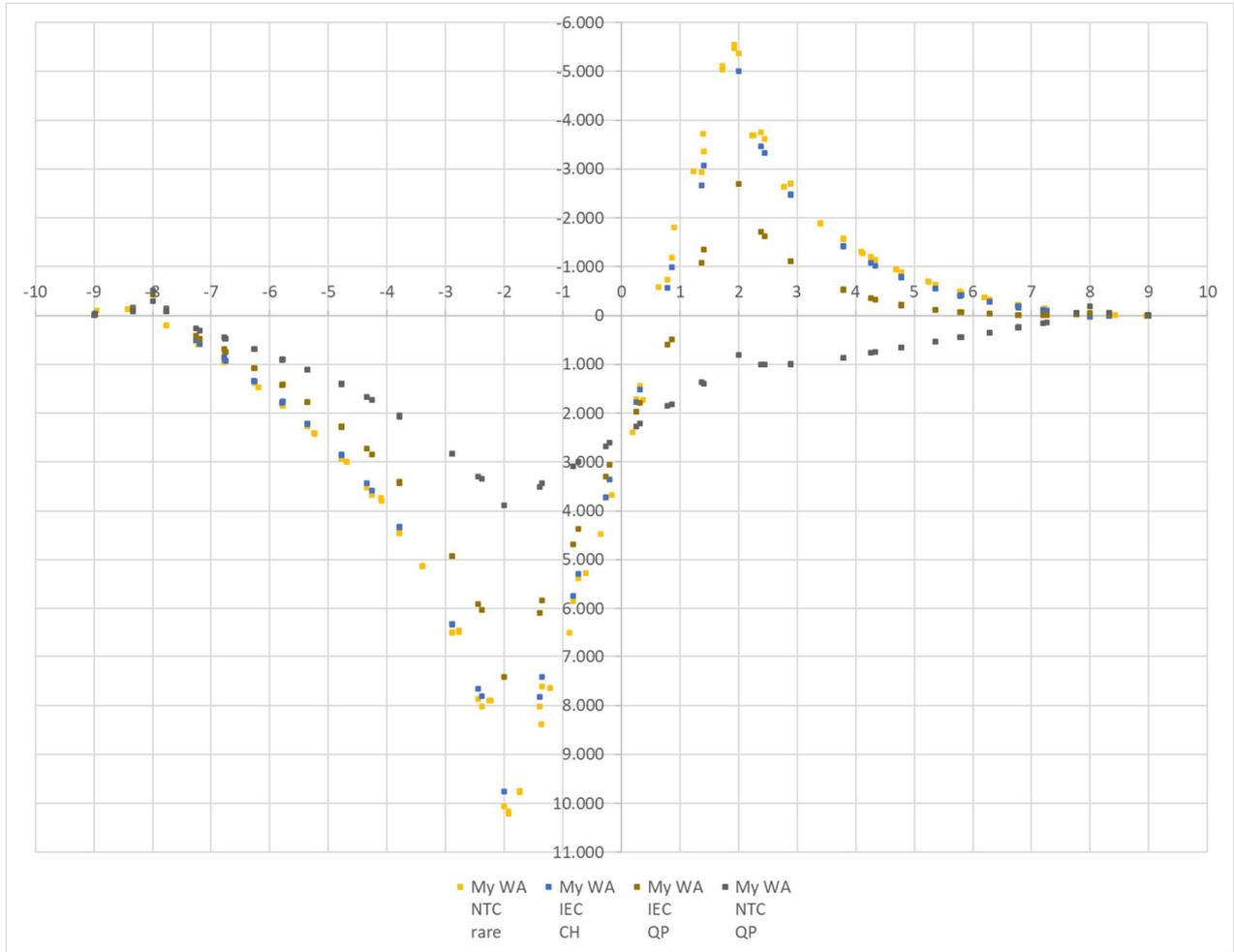


Involuppo del taglio agente sulla fascia di fondazione (KN)

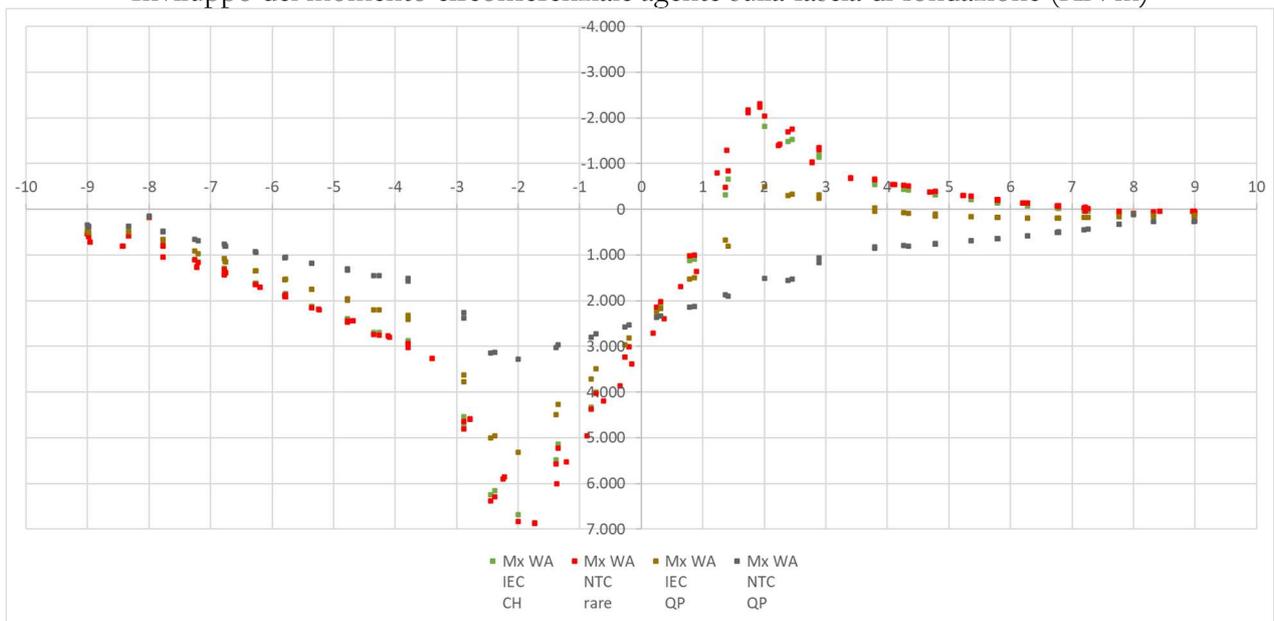


SLE combinazioni Quasi Permanente e Caratteristica

Inviluppo del momento radiale agente sulla fascia di fondazione (KN m)

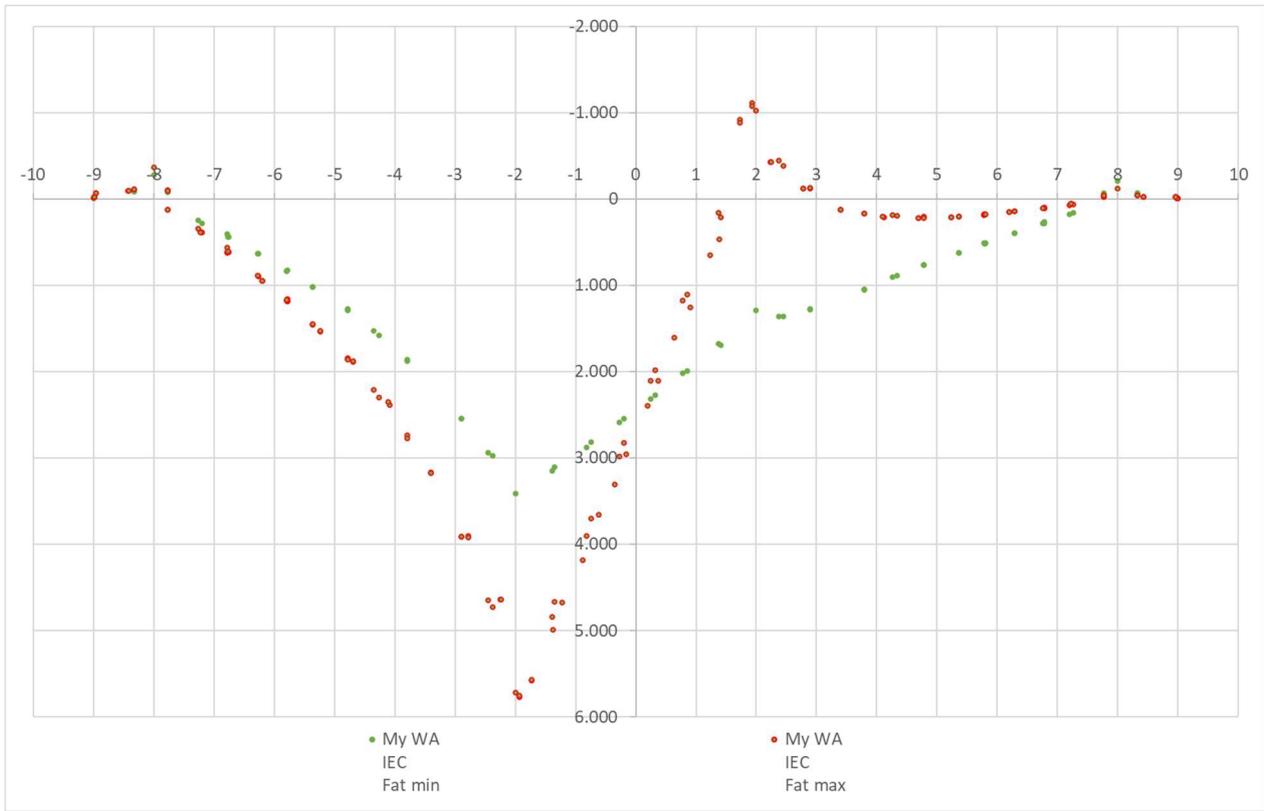


Inviluppo del momento circonferenziale agente sulla fascia di fondazione (KN m)

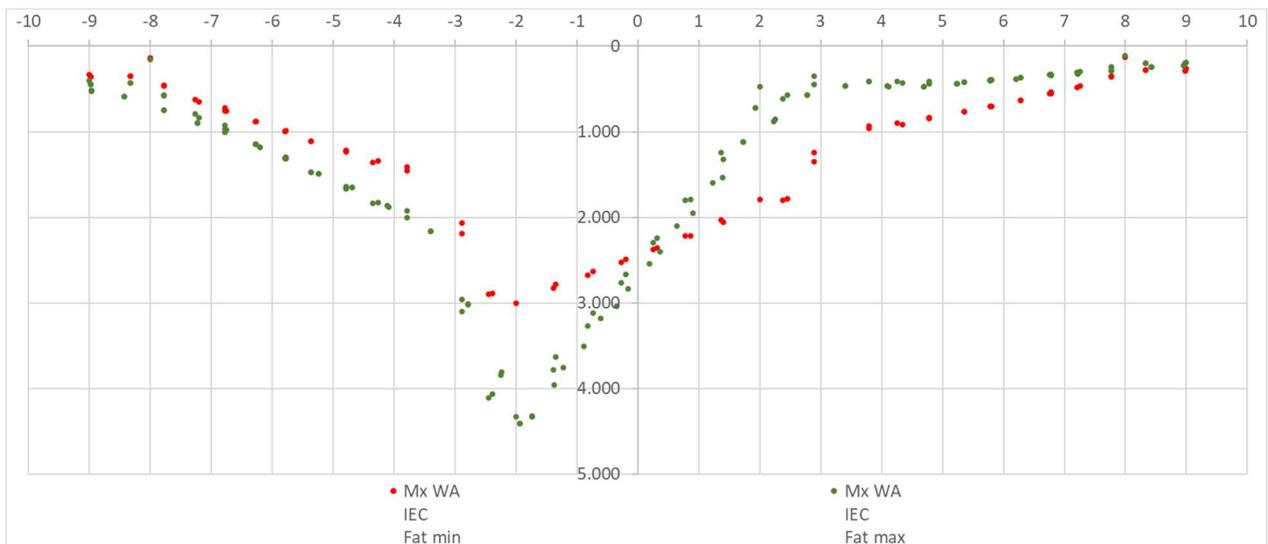


Carichi a fatica

Momento radiale agente sulla fascia di fondazione (KN m)



Momento circonferenziale agente sulla fascia di fondazione (KN m)



Dalle analisi dei tabulati di output (riportati nell'elaborato fascicolo dei calcoli) provenienti dalla modellazione in oggetto è stato possibile desumere le condizioni di sollecitazioni agenti più gravose e, altresì, le sezioni della piastra maggiormente sollecitate.

Definite le sollecitazioni agenti si sono eseguite le opportune verifiche agli SLU e SLE ai sensi del DM

17/01/2018; tali verifiche sono riportate nei paragrafi seguenti. Il progetto-verifica avviene sempre secondo due direzioni ortogonali, una radiale e l'altra circonferenziale. Le convenzioni adottate sono tali che il momento positivo produce le fibre tese della parte inferiore della fondazione.

6.2. VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLU

Il momento resistente viene determinato dopo aver calcolato la curvatura che, in condizioni di deformazione limite del calcestruzzo o dell'acciaio, soddisfa l'equilibrio alla traslazione. Tale momento viene quindi confrontato con il momento agente nella sezione corrispondente, la verifica risulta soddisfatta se risulta soddisfatta la seguente espressione:

$$M_{rd} \geq M_{ed}$$

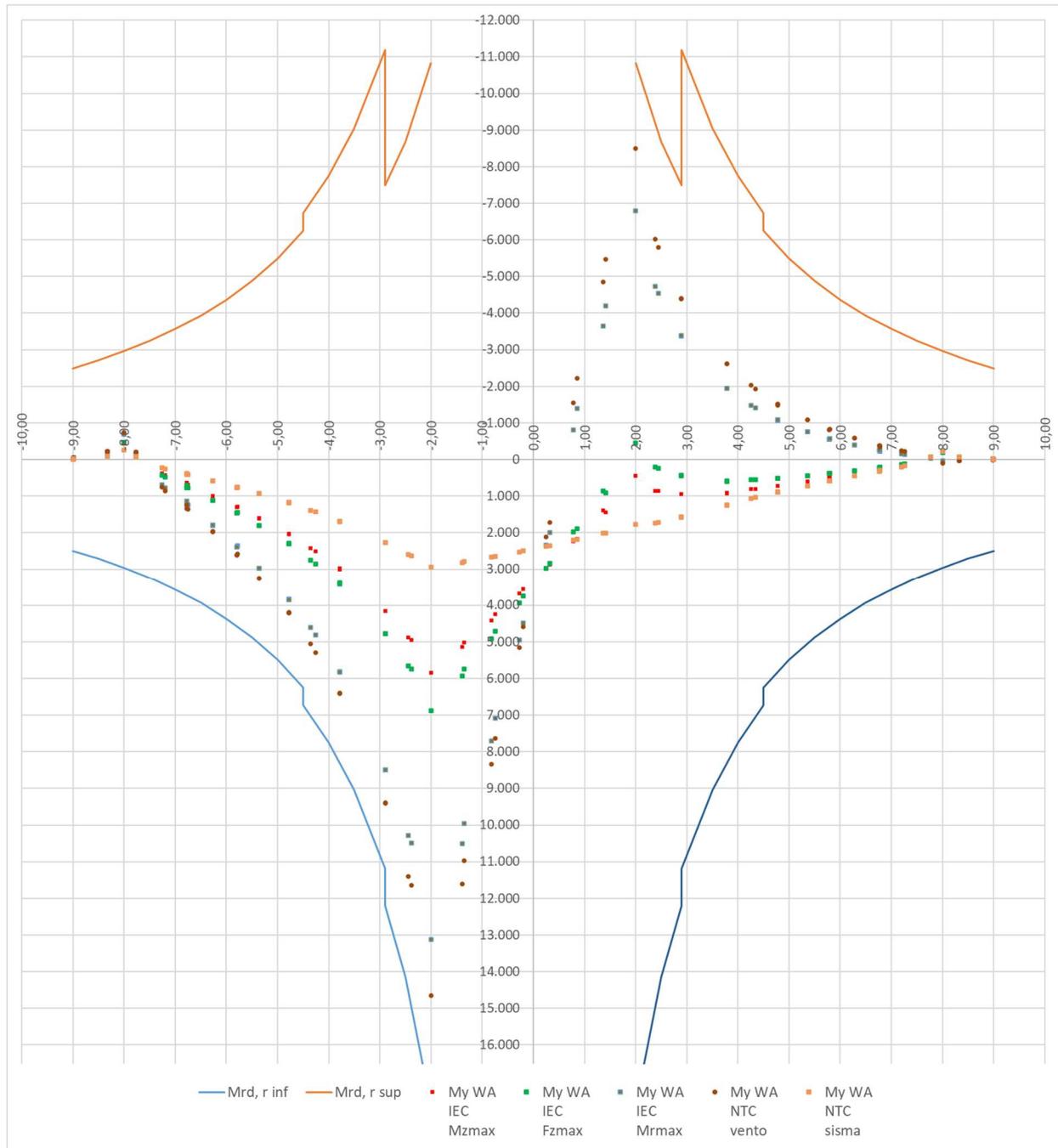
Le sezioni indagate ai fini della determinazione del momento radiale resistente sono individuate dalla ordinata a cui si effettua l'analisi. Le verifiche sono riportate nelle tabelle seguenti.

| Momento Ultimo Resistente radiale inferiore | | | | | | | | | |
|---|-------|-------|-----------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------------|----------------------|------------------------|
| y (-) | y (+) | C | $\phi_{r, inf}$ | $n_{r, inf}$ | $\phi_{r, inf}$ | $n_{r, inf}$ | H (M _{inf}) | A _{f, inf} | M _{rd, r inf} |
| [m] | [m] | [m] | [mm] | | [mm] | | [mm] | [mm ² /m] | [kN*m] |
| -9,00 | 9,00 | 56,55 | 32 | 192 | 20 | 192 | 1800 | 3797,33 | 2.492,45 |
| -8,50 | 8,50 | 53,41 | 32 | 192 | 20 | 192 | 1849 | 4020,71 | 2.713,33 |
| -8,00 | 8,00 | 50,27 | 32 | 192 | 20 | 192 | 1898 | 4272,00 | 2.961,79 |
| -7,50 | 7,50 | 47,12 | 32 | 192 | 20 | 192 | 1948 | 4556,80 | 3.243,31 |
| -7,00 | 7,00 | 43,98 | 32 | 192 | 20 | 192 | 1997 | 4882,29 | 3.564,99 |
| -6,50 | 6,50 | 40,84 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2046 | 5257,85 | 3.936,10 |
| -6,50 | 6,50 | 40,84 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2046 | 5257,85 | 3.936,10 |
| -6,00 | 6,00 | 37,70 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2095 | 5696,00 | 4.369,00 |
| -6,00 | 6,00 | 37,70 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2095 | 5696,00 | 4.369,00 |
| -5,50 | 5,50 | 34,56 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2144 | 6213,82 | 4.880,54 |
| -5,50 | 5,50 | 34,56 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2144 | 6213,82 | 4.880,54 |
| -5,00 | 5,00 | 31,42 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2193 | 6835,20 | 5.494,30 |
| -4,50 | 4,50 | 28,27 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2243 | 7594,67 | 6.244,36 |
| -4,50 | 4,50 | 28,27 | 32 | 288 | | | 2243 | 8192,00 | 6.730,74 |
| -4,00 | 4,00 | 25,13 | 32 | 288 | | | 2292 | 9216,00 | 7.741,92 |
| -3,50 | 3,50 | 21,99 | 32 | 288 | | | 2341 | 10532,57 | 9.041,97 |
| -2,90 | 2,90 | 18,22 | 32 | 288 | | | 2400 | 12711,72 | 11.193,84 |
| -2,90 | 2,90 | 18,22 | 32 | 192 | 32 | 48 | 3090 | 10593,10 | 12.193,57 |
| -2,50 | 2,50 | 15,71 | 32 | 192 | 32 | 48 | 3090 | 12288,00 | 14.135,64 |
| -2,00 | 2,00 | 12,57 | 32 | 192 | 32 | 48 | 3090 | 15360,00 | 17.652,50 |

| Momento Ultimo Resistente radiale superiore | | | | | | | | | |
|---|-------|-------|-----------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------------|----------------------|------------------------|
| y (-) | y (+) | C | $\phi_{r, sup}$ | $n_{r, sup}$ | $\phi_{r, sup}$ | $n_{r, sup}$ | H (M _{sup}) | A _{f, sup} | M _{rd, r sup} |
| [m] | [m] | [m] | [mm] | | [mm] | | | [mm ² /m] | [kN*m] |
| -9,00 | 9,00 | 56,55 | 32 | 192 | 20 | 192 | 1800 | 3797,33 | -2.492,45 |
| -8,50 | 8,50 | 53,41 | 32 | 192 | 20 | 192 | 1849 | 4020,71 | -2.713,33 |
| -8,00 | 8,00 | 50,27 | 32 | 192 | 20 | 192 | 1898 | 4272,00 | -2.961,79 |
| -7,50 | 7,50 | 47,12 | 32 | 192 | 20 | 192 | 1948 | 4556,80 | -3.243,31 |
| -7,00 | 7,00 | 43,98 | 32 | 192 | 20 | 192 | 1997 | 4882,29 | -3.564,99 |
| -6,50 | 6,50 | 40,84 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2046 | 5257,85 | -3.936,10 |
| -6,50 | 6,50 | 40,84 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2046 | 5257,85 | -3.936,10 |
| -6,00 | 6,00 | 37,70 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2095 | 5696,00 | -4.369,00 |
| -6,00 | 6,00 | 37,70 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2095 | 5696,00 | -4.369,00 |
| -5,50 | 5,50 | 34,56 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2144 | 6213,82 | -4.880,54 |
| -5,50 | 5,50 | 34,56 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2144 | 6213,82 | -4.880,54 |
| -5,00 | 5,00 | 31,42 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2193 | 6835,20 | -5.494,30 |

| Momento Ultimo Resistente radiale superiore | | | | | | | | | |
|---|-------|-------|-----------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------------|----------------------|------------------------|
| y (-) | y (+) | C | $\phi_{r, sup}$ | $n_{r, sup}$ | $\phi_{r, sup}$ | $n_{r, sup}$ | H (M _{sup}) | A _{f, sup} | M _{rd, r sup} |
| [m] | [m] | [m] | [mm] | | [mm] | | | [mm ² /m] | [kN*m] |
| -4,50 | 4,50 | 28,27 | 32 | 192 | 20 | 192 | 2243 | 7594,67 | -6.244,36 |
| -4,50 | 4,50 | 28,27 | 32 | 288 | | | 2243 | 8192,00 | -6.730,74 |
| -4,00 | 4,00 | 25,13 | 32 | 288 | | | 2292 | 9216,00 | -7.741,92 |
| -3,50 | 3,50 | 21,99 | 32 | 288 | | | 2341 | 10532,57 | -9.041,97 |
| -2,90 | 2,90 | 18,22 | 32 | 288 | | | 2400 | 12711,72 | -11.193,84 |
| -2,90 | 2,90 | 18,22 | 32 | 192 | | | 2400 | 8474,48 | -7.483,79 |
| -2,50 | 2,50 | 15,71 | 32 | 192 | | | 2400 | 9830,40 | -8.672,00 |
| -2,00 | 2,00 | 12,57 | 32 | 192 | | | 2400 | 12288,00 | -10.825,11 |

Nel seguente grafico viene confrontato il momento radiale resistente ultimo con il momento radiale agente:



Il momento resistente risulta sempre maggiore del momento agente. La fondazione risulta pertanto verificata in ogni sua sezione.

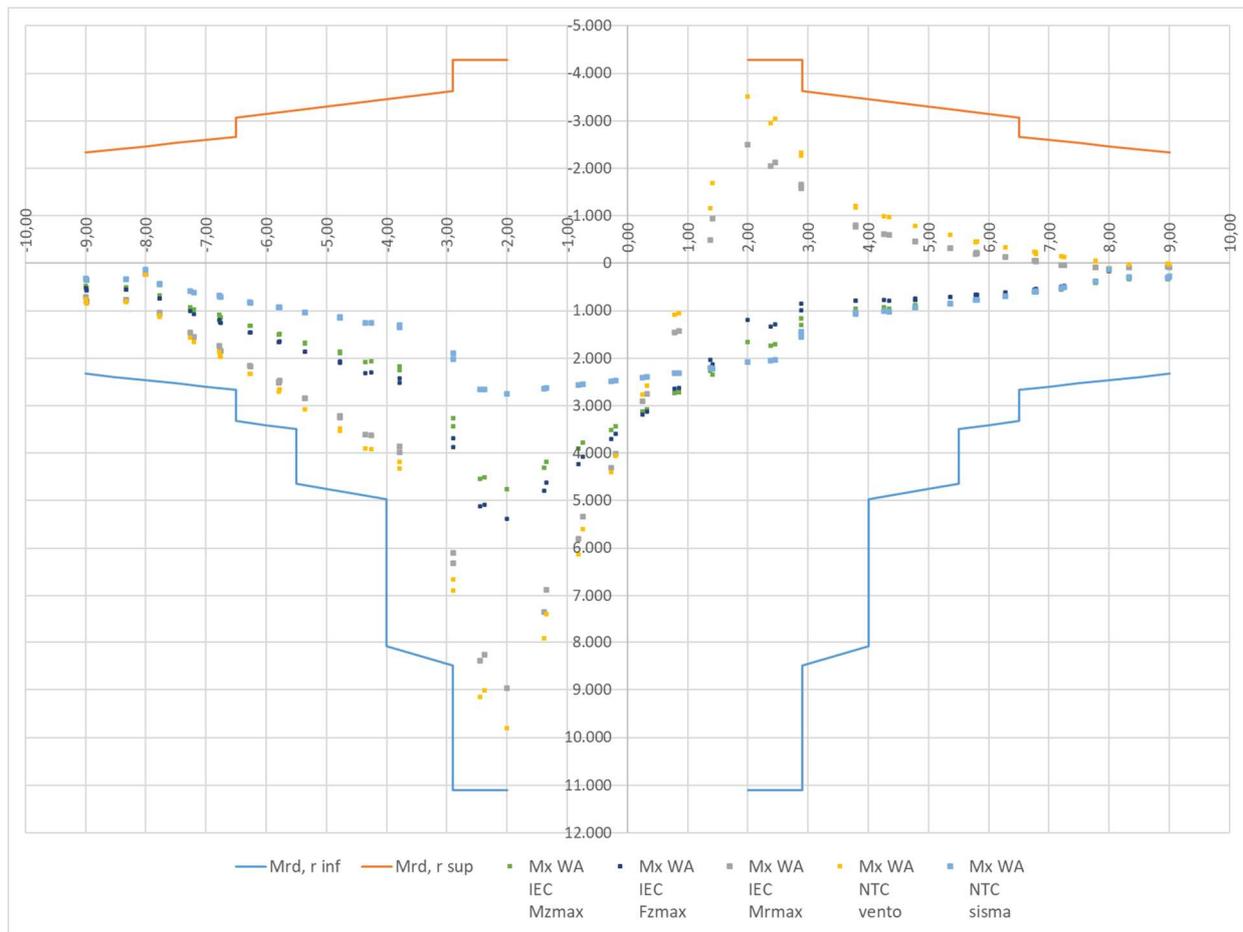
Le sezioni indagate ai fini della determinazione del momento circonferenziale resistente sono individuate dalla ordinata a cui si effettua la verifica. Le verifiche sono riportate nelle tabelle seguenti.

| Momento Ultimo Resistente circonferenziale inferiore | | | | | | |
|--|-------|-----------------|-----------------|-----------------------|----------------------|------------------------|
| y (-) | y (+) | $\phi_{c, inf}$ | $\rho_{c, inf}$ | H (M _{inf}) | A _{f, inf} | M _{rd, r inf} |
| [m] | [m] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm ² /m] | [kN*m] |
| -9,00 | 9,00 | 26 | 150 | 1800 | 3539,53 | 2.326,78 |

| | | | | | | |
|-------|------|----|-----|------|---------|-----------|
| -8,50 | 8,50 | 26 | 150 | 1849 | 3539,53 | 2.394,84 |
| -8,00 | 8,00 | 26 | 150 | 1898 | 3539,53 | 2.462,98 |
| -7,50 | 7,50 | 26 | 150 | 1948 | 3539,53 | 2.530,94 |
| -7,50 | 7,50 | 26 | 150 | 1948 | 3539,53 | 2.530,94 |
| -7,00 | 7,00 | 26 | 150 | 1997 | 3539,53 | 2.598,87 |
| -6,50 | 6,50 | 26 | 150 | 2046 | 3539,53 | 2.666,80 |
| -6,50 | 6,50 | 26 | 120 | 2046 | 4424,41 | 3.321,07 |
| -6,00 | 6,00 | 26 | 120 | 2095 | 4424,41 | 3.406,19 |
| -5,50 | 5,50 | 26 | 120 | 2144 | 4424,41 | 3.491,13 |
| -5,50 | 5,50 | 26 | 90 | 2144 | 5899,21 | 4.635,65 |
| -5,00 | 5,00 | 26 | 90 | 2193 | 5899,21 | 4.749,16 |
| -4,50 | 4,50 | 26 | 90 | 2243 | 5899,21 | 4.862,74 |
| -4,00 | 4,00 | 26 | 90 | 2292 | 5899,21 | 4.976,28 |
| -4,00 | 4,00 | 26 | 55 | 2292 | 9653,26 | 8.085,68 |
| -3,50 | 3,50 | 26 | 55 | 2341 | 9653,26 | 8.271,69 |
| -2,90 | 2,90 | 26 | 55 | 2400 | 9653,26 | 8.495,20 |
| -2,90 | 2,90 | 26 | 55 | 3090 | 9653,26 | 11.106,80 |
| -2,50 | 2,50 | 26 | 55 | 3090 | 9653,26 | 11.106,80 |
| -2,00 | 2,00 | 26 | 55 | 3090 | 9653,26 | 11.106,80 |

| Momento Ultimo Resistente circonferenziale superiore | | | | | | |
|--|-------|-----------------|-----------------|-----------------------|----------------------|------------------------|
| y (-) | y (+) | $\phi_{c, sup}$ | $\rho_{c, sup}$ | H (M _{sup}) | A _{f, sup} | M _{rd, r sup} |
| [m] | [m] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm ² /m] | [kN*m] |
| -9,00 | 9,00 | 26 | 150 | 1800 | 3539,53 | -2326,78 |
| -8,50 | 8,50 | 26 | 150 | 1849 | 3539,53 | -2394,84 |
| -8,00 | 8,00 | 26 | 150 | 1898 | 3539,53 | -2462,98 |
| -7,50 | 7,50 | 26 | 150 | 1948 | 3539,53 | -2530,94 |
| -7,50 | 7,50 | 26 | 150 | 1948 | 3539,53 | -2530,94 |
| -7,00 | 7,00 | 26 | 150 | 1997 | 3539,53 | -2598,87 |
| -6,50 | 6,50 | 26 | 150 | 2046 | 3539,53 | -2666,80 |
| -6,50 | 6,50 | 26 | 130 | 2046 | 4084,07 | -3069,43 |
| -6,00 | 6,00 | 26 | 130 | 2095 | 4084,07 | -3147,84 |
| -5,50 | 5,50 | 26 | 130 | 2144 | 4084,07 | -3226,25 |
| -5,50 | 5,50 | 26 | 130 | 2144 | 4084,07 | -3225,88 |
| -5,00 | 5,00 | 26 | 130 | 2193 | 4084,07 | -3304,27 |
| -4,50 | 4,50 | 26 | 130 | 2243 | 4084,07 | -3382,66 |
| -4,00 | 4,00 | 26 | 130 | 2292 | 4084,07 | -3461,07 |
| -4,00 | 4,00 | 26 | 130 | 2292 | 4084,07 | -3460,41 |
| -3,50 | 3,50 | 26 | 130 | 2341 | 4084,07 | -3538,84 |
| -2,90 | 2,90 | 26 | 130 | 2400 | 4084,07 | -3633,01 |
| -2,90 | 2,90 | 26 | 110 | 2400 | 4826,63 | -4284,65 |
| -2,50 | 2,50 | 26 | 110 | 2400 | 4826,63 | -4284,65 |
| -2,00 | 2,00 | 26 | 110 | 2400 | 4826,63 | -4284,65 |

Nel seguente grafico viene confrontato il momento radiale resistente ultimo con il momento radiale agente:



Il momento resistente risulta sempre maggiore del momento agente. La fondazione risulta pertanto verificata in ogni sua sezione.

6.3. VERIFICA TAGLIO AGLI SLU

Le verifiche a taglio sono state eseguite in accordo con quanto disposto dall'Eurocodice 2 al paragrafo 6.2. Il procedimento consiste nel confrontare il valore dell'azione a taglio massima resistente (V_{Rd}) dell'elemento, con il valore di sforzo di taglio di progetto (V_{Ed}) che vi agisce.

La prima parte della verifica vede confrontarsi il valore di taglio agente di progetto con la resistenza a taglio di progetto dell'elemento privo di armatura a taglio ($V_{Rd,c}$).

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] \cdot b_w d$$

Se si verifica che sono necessarie armature a taglio, il valore dell'azione a taglio massima resistente (V_{Rd}), è stato calcolato come valore minimo tra i seguenti valori:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} \quad e \quad V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cot\theta$$

Nelle verifiche si limita l'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave secondo la seguente espressione:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

| Dati generali verifiche a taglio | | |
|--|----------|--|
| verifica a taglio di elementi che non presentano specifiche armature | | |
| $C_{Rd,c}$ | 0,12 | $0,18 / \gamma_c$ |
| k_1 | 0,15 | |
| σ_{cp} | 0,00 Mpa | N_{ed} / A_c |
| verifica a taglio di elementi con specifiche armature | | |
| α_{cw} | 1 | |
| f_{ywd} | 360 Mpa | |
| v_1 | 0,60 | 0,6 se $f_{ywd} < 80\% f_{yk}$ 0,6 [1-fck/250] se $f_{ywd} > 80\% f_{yk}$ |

Le sezioni indagate ai fini della determinazione del taglio radiale resistente sono individuate dalla ordinata a cui si effettua la verifica. Le verifiche sono riportate nelle tabelle seguenti.

| Taglio Ultimo Resistente radiale inferiore senza specifiche armature | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|----------------------|------|------|------|----------|-----------|----------------|
| y (-) | y (+) | C | $A_{f, r inf}$ | H | d | k | ρ_r | V_{min} | $V_{rdc, inf}$ |
| [m] | [m] | [m] | [mm ² /m] | [mm] | [mm] | | | [Mpa] | [kN] |
| -9,00 | 9,00 | 56,55 | 3797,33 | 1800 | 1720 | 1,34 | 0,002 | 0,307 | 531,09 |
| -8,50 | 8,50 | 53,41 | 4020,71 | 1849 | 1769 | 1,34 | 0,002 | 0,306 | 549,62 |
| -8,00 | 8,00 | 50,27 | 4272,00 | 1898 | 1818 | 1,33 | 0,002 | 0,304 | 569,22 |
| -7,50 | 7,50 | 47,12 | 4556,80 | 1948 | 1868 | 1,33 | 0,002 | 0,303 | 590,09 |
| -7,00 | 7,00 | 43,98 | 4882,29 | 1997 | 1917 | 1,32 | 0,003 | 0,301 | 612,42 |
| -6,40 | 6,40 | 40,21 | 5257,85 | 2056 | 1976 | 1,32 | 0,003 | 0,300 | 638,20 |
| -5,80 | 5,80 | 36,44 | 5696,00 | 2115 | 2035 | 1,31 | 0,003 | 0,298 | 666,09 |
| -5,30 | 5,30 | 33,30 | 6213,82 | 2164 | 2084 | 1,31 | 0,003 | 0,297 | 694,72 |
| -4,80 | 4,80 | 30,16 | 6835,20 | 2213 | 2133 | 1,31 | 0,003 | 0,296 | 726,39 |
| -4,30 | 4,30 | 27,02 | 7594,67 | 2262 | 2182 | 1,30 | 0,003 | 0,294 | 761,84 |
| -3,80 | 3,80 | 23,88 | 9216,00 | 2311 | 2231 | 1,30 | 0,004 | 0,293 | 822,64 |
| -3,30 | 3,30 | 20,73 | 10532,57 | 2361 | 2281 | 1,30 | 0,005 | 0,292 | 870,49 |
| -2,90 | 2,90 | 18,22 | 12711,72 | 2400 | 2320 | 1,29 | 0,005 | 0,291 | 935,61 |

| | | | | | | | | | |
|-------|------|-------|----------|------|------|------|-------|-------|----------|
| -2,90 | 2,90 | 18,22 | 10593,10 | 3090 | 3010 | 1,26 | 0,004 | 0,279 | 1.018,32 |
| -2,50 | 2,50 | 15,71 | 12288,00 | 3090 | 3010 | 1,26 | 0,004 | 0,279 | 1.069,97 |
| -2,00 | 2,00 | 12,57 | 15360,00 | 3090 | 3010 | 1,26 | 0,005 | 0,279 | 1.152,59 |

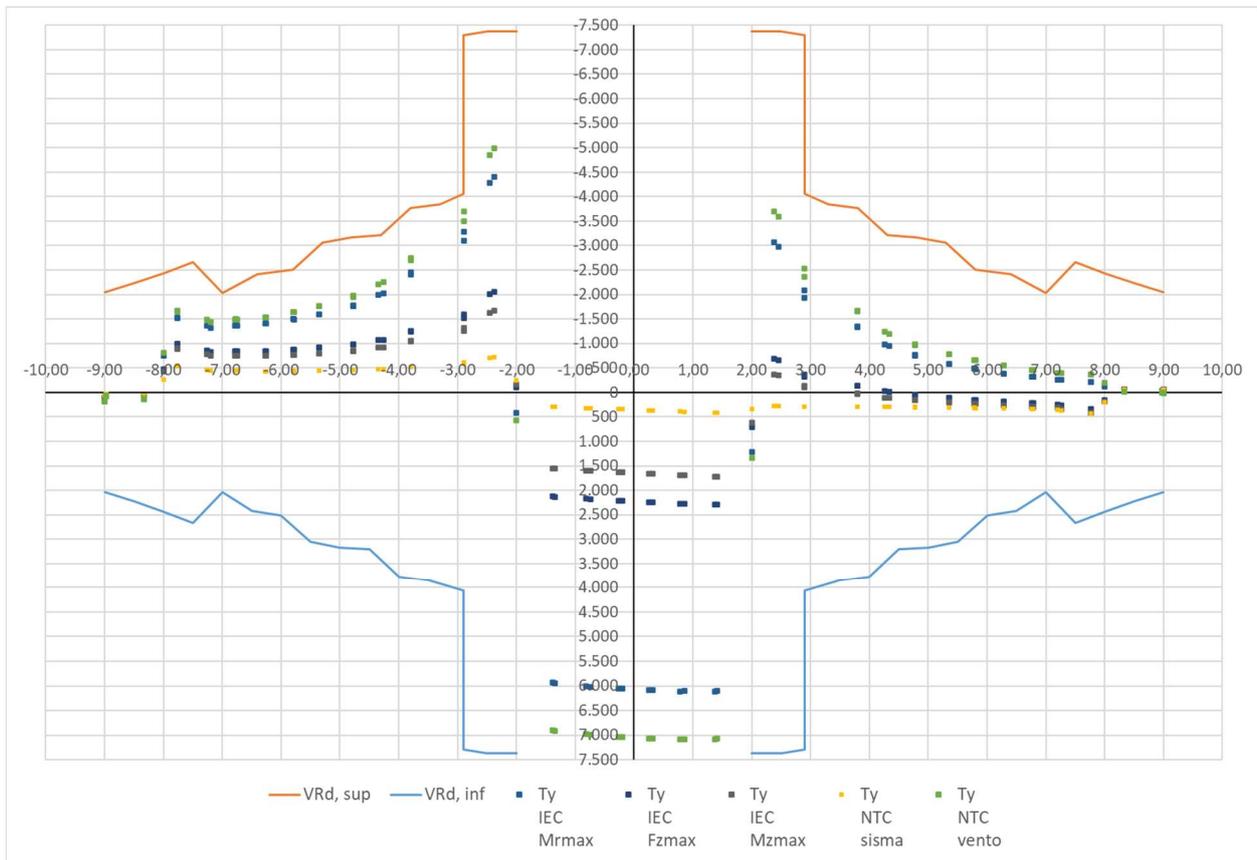
| Taglio Ultimo Resistente radiale superiore senza specifiche armature | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|-----------------------|------|------|------|----------------|------------------|-----------------------|
| y (-) | y (+) | C | A _{f, r sup} | H | d | k | ρ _r | V _{min} | V _{Rdc, sup} |
| [m] | [m] | [m] | [mm ² /m] | [mm] | [mm] | | | [Mpa] | [kN] |
| -9,00 | 9,00 | 56,55 | 3797,33 | 1800 | 1720 | 1,34 | 0,002 | 0,307 | -531,09 |
| -8,50 | 8,50 | 53,41 | 4020,71 | 1849 | 1769 | 1,34 | 0,002 | 0,306 | -549,62 |
| -8,00 | 8,00 | 50,27 | 4272,00 | 1898 | 1818 | 1,33 | 0,002 | 0,304 | -569,22 |
| -7,50 | 7,50 | 47,12 | 4556,80 | 1948 | 1868 | 1,33 | 0,002 | 0,303 | -590,09 |
| -7,00 | 7,00 | 43,98 | 4882,29 | 1997 | 1917 | 1,32 | 0,003 | 0,301 | -612,42 |
| -6,40 | 6,40 | 40,21 | 5257,85 | 2056 | 1976 | 1,32 | 0,003 | 0,300 | -638,20 |
| -5,80 | 5,80 | 36,44 | 5696,00 | 2115 | 2035 | 1,31 | 0,003 | 0,298 | -666,09 |
| -5,30 | 5,30 | 33,30 | 6213,82 | 2164 | 2084 | 1,31 | 0,003 | 0,297 | -694,72 |
| -4,80 | 4,80 | 30,16 | 6835,20 | 2213 | 2133 | 1,31 | 0,003 | 0,296 | -726,39 |
| -4,30 | 4,30 | 27,02 | 7594,67 | 2262 | 2182 | 1,30 | 0,003 | 0,294 | -761,84 |
| -3,80 | 3,80 | 23,88 | 9216,00 | 2311 | 2231 | 1,30 | 0,004 | 0,293 | -822,64 |
| -3,30 | 3,30 | 20,73 | 10532,57 | 2361 | 2281 | 1,30 | 0,005 | 0,292 | -870,49 |
| -2,90 | 2,90 | 18,22 | 12711,72 | 2400 | 2320 | 1,29 | 0,005 | 0,291 | -935,61 |
| -2,90 | 2,90 | 18,22 | 8474,48 | 3090 | 3010 | 1,26 | 0,003 | 0,279 | -945,32 |
| -2,50 | 2,50 | 15,71 | 9830,40 | 3090 | 3010 | 1,26 | 0,003 | 0,279 | -993,27 |
| -2,00 | 2,00 | 12,57 | 12288,00 | 3090 | 3010 | 1,26 | 0,004 | 0,279 | -1.069,97 |

| Taglio Ultimo Resistente radiale inferiore con specifiche armature | | | | | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|------|------|----------------|-----------------|--------------------|--------------------|----------------------|------|------------------------|--------------------------|----------------------|
| y (-) | y (+) | C | H | d | ρ _r | φ _{st} | p _{st, r} | n _{st, r} | A _{st, r} | θ | V _{Rd, s inf} | V _{Rd, max inf} | V _{Rd, inf} |
| [m] | [m] | [m] | [mm] | [mm] | | [mm] | [mm] | (totale) | [mm ² /m] | ° | [kN] | [kN] | [kN] |
| -9,00 | 9,00 | 56,55 | 1800 | 1720 | 0,002 | 20 | 500 | 132 | 733,33 | 21,8 | 2.043,39 | 2.903,80 | 2.043,39 |
| -8,50 | 8,50 | 53,41 | 1849 | 1769 | 0,002 | 20 | 500 | 132 | 776,47 | 21,8 | 2.225,58 | 2.986,71 | 2.225,58 |
| -8,00 | 8,00 | 50,27 | 1898 | 1818 | 0,002 | 20 | 500 | 132 | 825,00 | 21,8 | 2.430,41 | 3.069,74 | 2.430,41 |
| -7,50 | 7,50 | 47,12 | 1948 | 1868 | 0,002 | 20 | 500 | 132 | 880,00 | 21,8 | 2.662,41 | 3.152,89 | 2.662,41 |
| -7,00 | 7,00 | 43,98 | 1997 | 1917 | 0,003 | 20 | 600 | 110 | 785,71 | 21,8 | 2.033,13 | 3.235,91 | 2.033,13 |
| -6,50 | 6,50 | 40,84 | 2056 | 1976 | 0,003 | 20 | 600 | 116 | 906,25 | 21,8 | 2.417,23 | 3.335,55 | 2.417,23 |
| -6,00 | 6,00 | 37,70 | 2115 | 2035 | 0,003 | 20 | 600 | 106 | 913,79 | 21,8 | 2.510,16 | 3.435,18 | 2.510,16 |
| -5,50 | 5,50 | 34,56 | 2164 | 2084 | 0,003 | 20 | 500 | 96 | 905,66 | 21,8 | 3.056,82 | 3.518,81 | 3.056,82 |
| -5,00 | 5,00 | 31,42 | 2213 | 2133 | 0,003 | 20 | 500 | 88 | 916,67 | 21,8 | 3.167,90 | 3.601,10 | 3.167,90 |
| -4,50 | 4,50 | 28,27 | 2262 | 2182 | 0,003 | 20 | 500 | 78 | 906,98 | 21,8 | 3.206,68 | 3.684,13 | 3.206,68 |
| -4,00 | 4,00 | 25,13 | 2311 | 2231 | 0,004 | 20 | 500 | 80 | 1052,63 | 21,8 | 3.805,52 | 3.767,15 | 3.767,15 |
| -3,50 | 3,50 | 21,99 | 2361 | 2281 | 0,005 | 20 | 500 | 70 | 1060,61 | 21,8 | 3.918,86 | 3.850,18 | 3.850,18 |
| -2,90 | 2,90 | 18,22 | 2400 | 2320 | 0,005 | 20 | 500 | 96 | 3244,14 | 22,8 | 11.582,21 | 4.062,64 | 4.062,64 |
| -2,90 | 2,90 | 18,22 | 3090 | 3010 | 0,004 | 28 | 500 | 96 | 3244,14 | 40,9 | 7.294,60 | 7.294,60 | 7.294,60 |
| -2,50 | 2,50 | 15,71 | 3090 | 3010 | 0,004 | 28 | 500 | 96 | 3763,20 | 44,9 | 7.368,43 | 7.368,43 | 7.368,43 |
| -2,00 | 2,00 | 12,57 | 3090 | 3010 | 0,005 | 28 | 500 | 96 | 4704,00 | 45,0 | 9.175,06 | 7.368,48 | 7.368,48 |

| Taglio Ultimo Resistente radiale inferiore con specifiche armature | | | | | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|------|------|----------------|-----------------|--------------------|--------------------|----------------------|------|------------------------|--------------------------|----------------------|
| y (-) | y (+) | C | H | d | ρ _r | φ _{st} | p _{st, r} | n _{st, r} | A _{st, r} | θ | V _{Rd, s sup} | V _{Rd, max sup} | V _{Rd, sup} |
| [m] | [m] | [m] | [mm] | [mm] | | [mm] | [mm] | (totale) | [mm ² /m] | ° | [kN] | [kN] | [kN] |
| -9,00 | 9,00 | 56,55 | 1800 | 1720 | 0,002 | 20 | 500 | 132 | 733,33 | 21,8 | 2.043,39 | 2.903,80 | -2.043,39 |
| -8,50 | 8,50 | 53,41 | 1849 | 1769 | 0,002 | 20 | 500 | 132 | 776,47 | 21,8 | 2.225,58 | 2.986,71 | -2.225,58 |
| -8,00 | 8,00 | 50,27 | 1898 | 1818 | 0,002 | 20 | 500 | 132 | 825,00 | 21,8 | 2.430,41 | 3.069,74 | -2.430,41 |
| -7,50 | 7,50 | 47,12 | 1948 | 1868 | 0,002 | 20 | 500 | 132 | 880,00 | 21,8 | 2.662,41 | 3.152,89 | -2.662,41 |

| Taglio Ultimo Resistente radiale inferiore con specifiche armature | | | | | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|------|------|----------|-------------|------------|------------|----------------------|----------|----------------|------------------|---------------|
| y (-) | y (+) | C | H | d | ρ_r | ϕ_{st} | $p_{st,r}$ | $n_{st,r}$ | $A_{st,r}$ | θ | $V_{Rd,s sup}$ | $V_{Rd,max sup}$ | $V_{Rd, sup}$ |
| [m] | [m] | [m] | [mm] | [mm] | | [mm] | [mm] | (totale) | [mm ² /m] | ° | [kN] | [kN] | [kN] |
| -7,00 | 7,00 | 43,98 | 1997 | 1917 | 0,003 | 20 | 600 | 110 | 785,71 | 21,8 | 2.033,13 | 3.235,91 | -2.033,13 |
| -6,40 | 6,40 | 40,21 | 2056 | 1976 | 0,003 | 20 | 600 | 116 | 906,25 | 21,8 | 2.417,23 | 3.335,55 | -2.417,23 |
| -5,80 | 5,80 | 36,44 | 2115 | 2035 | 0,003 | 20 | 600 | 106 | 913,79 | 21,8 | 2.510,16 | 3.435,18 | -2.510,16 |
| -5,30 | 5,30 | 33,30 | 2164 | 2084 | 0,003 | 20 | 500 | 96 | 905,66 | 21,8 | 3.056,82 | 3.518,81 | -3.056,82 |
| -4,80 | 4,80 | 30,16 | 2213 | 2133 | 0,003 | 20 | 500 | 88 | 916,67 | 21,8 | 3.167,90 | 3.601,10 | -3.167,90 |
| -4,30 | 4,30 | 27,02 | 2262 | 2182 | 0,003 | 20 | 500 | 78 | 906,98 | 21,8 | 3.206,68 | 3.684,13 | -3.206,68 |
| -3,80 | 3,80 | 23,88 | 2311 | 2231 | 0,004 | 20 | 500 | 80 | 1052,63 | 21,8 | 3.805,52 | 3.767,15 | -3.767,15 |
| -3,30 | 3,30 | 20,73 | 2361 | 2281 | 0,005 | 20 | 500 | 70 | 1060,61 | 21,8 | 3.918,86 | 3.850,18 | -3.850,18 |
| -2,90 | 2,90 | 18,22 | 2400 | 2320 | 0,005 | 28 | 500 | 96 | 3244,14 | 22,8 | 11.582,21 | 4.062,64 | -4.062,64 |
| -2,90 | 2,90 | 18,22 | 3090 | 3010 | 0,003 | 28 | 500 | 96 | 3244,14 | 40,9 | 7.294,60 | 7.294,60 | -7.294,60 |
| -2,50 | 2,50 | 15,71 | 3090 | 3010 | 0,003 | 28 | 500 | 96 | 3763,20 | 44,9 | 7.368,43 | 7.368,43 | -7.368,43 |
| -2,00 | 2,00 | 12,57 | 3090 | 3010 | 0,004 | 28 | 500 | 96 | 4704,00 | 45,0 | 9.175,06 | 7.368,48 | -7.368,48 |

Nel seguente grafico viene confrontato il taglio resistente ultimo con il taglio agente:



Il taglio resistente risulta sempre maggiore del taglio agente. La fondazione risulta pertanto verificata in ogni sua sezione.

6.4. VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLE

La verifica è stata condotta valutando le sollecitazioni dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, e valutando le massime tensioni agenti nel calcestruzzo e nelle armature: si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti per lo stato limite considerato. Nel caso in cui le tensioni agenti nel calcestruzzo dovute alla combinazione caratteristica siano inferiori alle tensioni limite imposte per la combinazione quasi permanente non si è proceduto alla determinazione delle tensioni dovute a tale ultima combinazione, ritenendo la verifica alla combinazione quasi permanente sicuramente soddisfatta.

I valori limite di calcolo sono i seguenti:

$$\sigma_{SLE R} \leq 360,00 \text{ Mpa} \quad \sigma_{CSLE R} \leq 19,92 \text{ Mpa} \quad \sigma_{CSLE QP} \leq 14,94 \text{ Mpa}$$

L'analisi condotta può essere riassunta nelle seguenti tabelle:

| Tensione nel calcestruzzo superiore e nell'acciaio inferiore dovuta al momento radiale che tende le fibre inferiori | | | | | | | | | | |
|---|-------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------------|------------------|--------------------|-------------------------|------------------------|--|
| y (-) | y (+) | H(M _{inf}) | A _{f, inf} | A _{f, sup} | M _{SLE r, inf} | X _{inf} | J _{inf} | σ _{CSLE R inf} | σ _{SLE R inf} | σ _{CSLE R} < σ _{C max SLE QP} σ _{SLE R} < σ _{S max SLE R} |
| [m] | [m] | [mm] | [mm ² /m] | [mm ² /m] | [kN*m] | [mm] | [mm ⁴] | [Mpa] | [Mpa] | |
| 9,00 | -9,00 | 1800 | 3797,33 | 3797,33 | 0,00 | 353,02 | 1,25E+11 | 0,00 | 0,00 | VERIFICA |
| 8,50 | -8,50 | 1849 | 4020,71 | 4020,71 | 0,00 | 366,82 | 1,40E+11 | 0,00 | 0,00 | VERIFICA |
| 8,00 | -8,00 | 1898 | 4272,00 | 4272,00 | 151,67 | 381,47 | 1,57E+11 | 0,37 | 20,87 | VERIFICA |
| 7,50 | -7,50 | 1948 | 4556,80 | 4556,80 | 580,80 | 397,08 | 1,76E+11 | 1,31 | 72,98 | VERIFICA |
| 7,00 | -7,00 | 1997 | 4882,29 | 4882,29 | 922,36 | 413,81 | 1,97E+11 | 1,94 | 105,44 | VERIFICA |
| 6,50 | -6,50 | 2046 | 5257,85 | 5257,85 | 1342,62 | 431,83 | 2,22E+11 | 2,61 | 139,04 | VERIFICA |
| 6,50 | -6,50 | 2046 | 5257,85 | 5257,85 | 1342,62 | 431,83 | 2,22E+11 | 2,61 | 139,04 | VERIFICA |
| 6,00 | -6,00 | 2095 | 5696,00 | 5696,00 | 1778,47 | 451,38 | 2,51E+11 | 3,19 | 165,96 | VERIFICA |
| 6,00 | -6,00 | 2095 | 5696,00 | 5696,00 | 1778,47 | 451,38 | 2,51E+11 | 3,19 | 165,96 | VERIFICA |
| 5,50 | -5,50 | 2144 | 6213,82 | 6213,82 | 2217,10 | 472,73 | 2,86E+11 | 3,67 | 185,27 | VERIFICA |
| 5,50 | -5,50 | 2144 | 6213,82 | 6213,82 | 2217,10 | 472,73 | 2,86E+11 | 3,67 | 185,27 | VERIFICA |
| 5,00 | -5,00 | 2193 | 6835,20 | 6835,20 | 2858,49 | 496,25 | 3,27E+11 | 4,34 | 212,28 | VERIFICA |
| 4,50 | -4,50 | 2243 | 7594,67 | 7594,67 | 3514,42 | 522,41 | 3,76E+11 | 4,88 | 229,78 | VERIFICA |
| 4,50 | -4,50 | 2243 | 8192,00 | 8192,00 | 3514,42 | 536,25 | 4,02E+11 | 4,69 | 213,27 | VERIFICA |
| 4,00 | -4,00 | 2292 | 9216,00 | 9216,00 | 4342,20 | 566,18 | 4,68E+11 | 5,26 | 229,25 | VERIFICA |
| 3,50 | -3,50 | 2341 | 10532,57 | 10532,57 | 5143,97 | 600,29 | 5,51E+11 | 5,61 | 232,73 | VERIFICA |
| 2,90 | -2,90 | 2400 | 12711,72 | 12711,72 | 6485,25 | 648,54 | 6,85E+11 | 6,14 | 237,28 | VERIFICA |
| 2,90 | -2,90 | 3090 | 10593,10 | 8474,48 | 6485,25 | 742,92 | 1,01E+12 | 4,77 | 218,52 | VERIFICA |
| 2,50 | -2,50 | 3090 | 12288,00 | 9830,40 | 8022,54 | 783,25 | 1,15E+12 | 5,48 | 233,61 | VERIFICA |
| 2,00 | -2,00 | 3090 | 15360,00 | 12288,00 | 9763,22 | 845,63 | 1,39E+12 | 5,94 | 228,21 | VERIFICA |

| Tensione nel calcestruzzo inferiore e nell'acciaio superiore dovuta al momento radiale che tende le fibre superiori | | | | | | | | | | |
|---|-------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------------|------------------|--------------------|-------------------------|------------------------|--|
| y (-) | y (+) | H(M _{inf}) | A _{f, inf} | A _{f, sup} | M _{SLE r, sup} | X _{sup} | J _{sup} | σ _{CSLE R sup} | σ _{SLE R sup} | σ _{CSLE R} < σ _{C max SLE QP} σ _{SLE R} < σ _{S max SLE R} |
| [m] | [m] | [mm] | [mm ² /m] | [mm ² /m] | [kN*m] | [mm] | [mm ⁴] | [Mpa] | [Mpa] | |
| 9,00 | -9,00 | 1800 | 3797,33 | 3797,33 | -76,76 | 353,02 | 1,25E+11 | 0,22 | 12,56 | VERIFICA |
| 8,50 | -8,50 | 1849 | 4020,71 | 4020,71 | -156,13 | 366,82 | 1,40E+11 | 0,41 | 23,46 | VERIFICA |
| 8,00 | -8,00 | 1898 | 4272,00 | 4272,00 | -514,55 | 381,47 | 1,57E+11 | 1,25 | 70,81 | VERIFICA |
| 7,50 | -7,50 | 1948 | 4556,80 | 4556,80 | -58,09 | 397,08 | 1,76E+11 | 0,13 | 7,30 | VERIFICA |
| 7,00 | -7,00 | 1997 | 4882,29 | 4882,29 | -228,63 | 413,81 | 1,97E+11 | 0,48 | 26,14 | VERIFICA |

| Tensione nel calcestruzzo inferiore e nell'acciaio superiore dovuta al momento radiale che tende le fibre superiori | | | | | | | | | | |
|---|-------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------------|------------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|---|
| y (-) | y (+) | H(M _{inf}) | A _{f, inf} | A _{f, sup} | M _{SLE r, sup} | X _{sup} | J _{sup} | σ _{C SLE R sup} | σ _{S SLE R sup} | σ _{C SLE R} < σ _{C max SLE QP} σ _{S SLE R} < σ _{S max SLE R} |
| [m] | [m] | [mm] | [mm ² /m] | [mm ² /m] | [kN*m] | [mm] | [mm ⁴] | [Mpa] | [Mpa] | |
| 6,50 | -6,50 | 2046 | 5257,85 | 5257,85 | -283,64 | 431,83 | 2,22E+11 | 0,55 | 29,37 | VERIFICA |
| 6,50 | -6,50 | 2046 | 5257,85 | 5257,85 | -283,64 | 431,83 | 2,22E+11 | 0,55 | 29,37 | VERIFICA |
| 6,00 | -6,00 | 2095 | 5696,00 | 5696,00 | -488,16 | 451,38 | 2,51E+11 | 0,88 | 45,55 | VERIFICA |
| 6,00 | -6,00 | 2095 | 5696,00 | 5696,00 | -488,16 | 451,38 | 2,51E+11 | 0,88 | 45,55 | VERIFICA |
| 5,50 | -5,50 | 2144 | 6213,82 | 6213,82 | -695,84 | 472,73 | 2,86E+11 | 1,15 | 58,15 | VERIFICA |
| 5,50 | -5,50 | 2144 | 6213,82 | 6213,82 | -695,84 | 472,73 | 2,86E+11 | 1,15 | 58,15 | VERIFICA |
| 5,00 | -5,00 | 2193 | 6835,20 | 6835,20 | -948,97 | 496,25 | 3,27E+11 | 1,44 | 70,47 | VERIFICA |
| 4,50 | -4,50 | 2243 | 7594,67 | 7594,67 | -1025,84 | 522,41 | 3,76E+11 | 1,42 | 67,07 | VERIFICA |
| 4,50 | -4,50 | 2243 | 8192,00 | 8192,00 | -1025,84 | 536,25 | 4,02E+11 | 1,37 | 62,25 | VERIFICA |
| 4,00 | -4,00 | 2292 | 9216,00 | 9216,00 | -1575,94 | 566,18 | 4,68E+11 | 1,91 | 83,20 | VERIFICA |
| 3,50 | -3,50 | 2341 | 10532,57 | 10532,57 | -1894,37 | 600,29 | 5,51E+11 | 2,07 | 85,71 | VERIFICA |
| 2,90 | -2,90 | 2400 | 12711,72 | 12711,72 | -2695,74 | 648,54 | 6,85E+11 | 2,55 | 98,63 | VERIFICA |
| 2,90 | -2,90 | 3090 | 10593,10 | 8474,48 | -2695,74 | 648,05 | 8,51E+11 | 2,05 | 79,43 | VERIFICA |
| 2,50 | -2,50 | 3090 | 12288,00 | 9830,40 | -3755,73 | 681,76 | 9,72E+11 | 2,64 | 94,98 | VERIFICA |
| 2,00 | -2,00 | 3090 | 15360,00 | 12288,00 | -5548,51 | 733,52 | 1,19E+12 | 3,43 | 111,41 | VERIFICA |

| Tensione nel calcestruzzo superiore e nell'acciaio inferiore dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre inferiori | | | | | | | | | | |
|--|-------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------------|------------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|---|
| y (-) | y (+) | H(M _{inf}) | A _{f, inf} | A _{f, sup} | M _{SLE c, inf} | X _{inf} | J _{inf} | σ _{C SLE R inf} | σ _{S SLE R inf} | σ _{C SLE R} < σ _{C max SLE QP} σ _{S SLE R} < σ _{S max SLE R} |
| [m] | [m] | [mm] | [mm ² /m] | [mm ² /m] | [kN*m] | [mm] | [mm ⁴] | [Mpa] | [Mpa] | [Mpa] |
| -9,00 | 9,00 | 1800 | 3539,53 | 3539,53 | 716,78 | 343,71 | 1,18E+11 | 2,09 | 125,62 | VERIFICA |
| -8,50 | 8,50 | 1849 | 3539,53 | 3539,53 | 812,78 | 349,48 | 1,25E+11 | 2,27 | 138,36 | VERIFICA |
| -8,00 | 8,00 | 1898 | 3539,53 | 3539,53 | 1044,97 | 355,18 | 1,33E+11 | 2,80 | 172,93 | VERIFICA |
| -7,50 | 7,50 | 1948 | 3539,53 | 3539,53 | 1266,05 | 360,80 | 1,40E+11 | 3,25 | 203,84 | VERIFICA |
| -7,50 | 7,50 | 1948 | 3539,53 | 3539,53 | 1266,05 | 360,80 | 1,40E+11 | 3,25 | 203,84 | VERIFICA |
| -7,00 | 7,00 | 1997 | 3539,53 | 3539,53 | 1425,14 | 366,36 | 1,48E+11 | 3,52 | 223,39 | VERIFICA |
| -6,50 | 6,50 | 2046 | 3539,53 | 3539,53 | 1647,84 | 371,85 | 1,57E+11 | 3,91 | 251,65 | VERIFICA |
| -6,50 | 6,50 | 2046 | 4424,41 | 4084,07 | 1647,84 | 408,12 | 1,90E+11 | 3,53 | 202,33 | VERIFICA |
| -6,00 | 6,00 | 2095 | 4424,41 | 4084,07 | 1915,72 | 414,18 | 2,01E+11 | 3,96 | 229,31 | VERIFICA |
| -5,50 | 5,50 | 2144 | 4424,41 | 4084,07 | 2161,71 | 420,17 | 2,11E+11 | 4,30 | 252,41 | VERIFICA |
| -5,50 | 5,50 | 2144 | 5899,21 | 4084,07 | 2161,71 | 480,77 | 2,69E+11 | 3,87 | 191,05 | VERIFICA |
| -5,00 | 5,00 | 2193 | 5899,21 | 4084,07 | 2473,29 | 487,63 | 2,83E+11 | 4,27 | 213,34 | VERIFICA |
| -4,50 | 4,50 | 2243 | 5899,21 | 4084,07 | 2748,51 | 494,42 | 2,97E+11 | 4,57 | 231,52 | VERIFICA |
| -4,00 | 4,00 | 2292 | 5899,21 | 4084,07 | 3028,12 | 501,15 | 3,12E+11 | 4,87 | 249,23 | VERIFICA |
| -4,00 | 4,00 | 2292 | 9653,26 | 4084,07 | 3028,12 | 626,28 | 4,64E+11 | 4,09 | 155,15 | VERIFICA |
| -3,50 | 3,50 | 2341 | 9653,26 | 4084,07 | 3264,28 | 634,80 | 4,87E+11 | 4,25 | 163,49 | VERIFICA |
| -2,90 | 2,90 | 2400 | 9653,26 | 4084,07 | 4808,00 | 644,90 | 5,15E+11 | 6,02 | 234,46 | VERIFICA |
| -2,90 | 2,90 | 3090 | 9653,26 | 4826,63 | 4808,00 | 747,40 | 9,13E+11 | 3,94 | 178,79 | VERIFICA |
| -2,50 | 2,50 | 3090 | 9653,26 | 4826,63 | 6382,94 | 747,40 | 9,13E+11 | 5,23 | 237,35 | VERIFICA |
| -2,00 | 2,00 | 3090 | 9653,26 | 4826,63 | 6878,92 | 747,40 | 9,13E+11 | 5,63 | 255,80 | VERIFICA |

| Tensione nel calcestruzzo inferiore e nell'acciaio superiore dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre superiori | | | | | | | | | | |
|--|-------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------------|------------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|---|
| y (-) | y (+) | H(M _{sup}) | A _{f, inf} | A _{f, sup} | M _{SLE c, sup} | X _{sup} | J _{sup} | σ _{C SLE R sup} | σ _{S SLE R sup} | σ _{C SLE R} < σ _{C max SLE QP} σ _{S SLE R} < σ _{S max SLE R} |
| [m] | [m] | [mm] | [mm ² /m] | [mm ² /m] | [kN*m] | [mm] | [mm ⁴] | [Mpa] | [Mpa] | [Mpa] |
| -9,00 | 9,00 | 1800 | 3539,53 | 3539,53 | 0,00 | 343,71 | 1,18E+11 | 0,00 | 0,00 | VERIFICA |
| -8,50 | 8,50 | 1849 | 3539,53 | 3539,53 | 0,00 | 349,48 | 1,25E+11 | 0,00 | 0,00 | VERIFICA |
| -8,00 | 8,00 | 1898 | 3539,53 | 3539,53 | 0,00 | 355,18 | 1,33E+11 | 0,00 | 0,00 | VERIFICA |
| -7,50 | 7,50 | 1948 | 3539,53 | 3539,53 | -20,29 | 360,80 | 1,40E+11 | 0,05 | 3,27 | VERIFICA |

| Tensione nel calcestruzzo inferiore e nell'acciaio superiore dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre superiori | | | | | | | | | | |
|--|-------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------------|------------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|---|
| y (-) | y (+) | H(M _{sup}) | A _{f, inf} | A _{f, sup} | M _{SLE c, sup} | X _{sup} | J _{sup} | σ _{C SLE R sup} | σ _{S SLE R sup} | σ _{C SLE R} < σ _{C max SLE QP} σ _{S SLE R} < σ _{S max SLE R} |
| [m] | [m] | [mm] | [mm ² /m] | [mm ² /m] | [kN*m] | [mm] | [mm ⁴] | [Mpa] | [Mpa] | [Mpa] |
| -7,50 | 7,50 | 1948 | 3539,53 | 3539,53 | -20,29 | 360,80 | 1,40E+11 | 0,05 | 3,27 | VERIFICA |
| -7,00 | 7,00 | 1997 | 3539,53 | 3539,53 | -55,13 | 366,36 | 1,48E+11 | 0,14 | 8,64 | VERIFICA |
| -6,50 | 6,50 | 2046 | 3539,53 | 3539,53 | -130,95 | 371,85 | 1,57E+11 | 0,31 | 20,00 | VERIFICA |
| -6,50 | 6,50 | 2046 | 4424,41 | 4084,07 | -130,95 | 389,84 | 1,78E+11 | 0,29 | 17,36 | VERIFICA |
| -6,00 | 6,00 | 2095 | 4424,41 | 4084,07 | -210,83 | 395,63 | 1,88E+11 | 0,44 | 27,25 | VERIFICA |
| -5,50 | 5,50 | 2144 | 4424,41 | 4084,07 | -285,58 | 401,36 | 1,98E+11 | 0,58 | 36,01 | VERIFICA |
| -5,50 | 5,50 | 2144 | 5899,21 | 4084,07 | -285,58 | 388,30 | 2,00E+11 | 0,55 | 35,90 | VERIFICA |
| -5,00 | 5,00 | 2193 | 5899,21 | 4084,07 | -398,78 | 393,87 | 2,10E+11 | 0,75 | 48,93 | VERIFICA |
| -4,50 | 4,50 | 2243 | 5899,21 | 4084,07 | -513,65 | 399,39 | 2,21E+11 | 0,93 | 61,55 | VERIFICA |
| -4,00 | 4,00 | 2292 | 5899,21 | 4084,07 | -641,70 | 404,85 | 2,31E+11 | 1,12 | 75,14 | VERIFICA |
| -4,00 | 4,00 | 2292 | 9653,26 | 4084,07 | -641,70 | 374,13 | 2,37E+11 | 1,01 | 74,68 | VERIFICA |
| -3,50 | 3,50 | 2341 | 9653,26 | 4084,07 | -685,89 | 379,30 | 2,48E+11 | 1,05 | 78,04 | VERIFICA |
| -2,90 | 2,90 | 2400 | 9653,26 | 4084,07 | -1357,49 | 385,45 | 2,62E+11 | 2,00 | 150,43 | VERIFICA |
| -2,90 | 2,90 | 2400 | 9653,26 | 4826,63 | -1357,49 | 420,20 | 3,03E+11 | 1,88 | 127,76 | VERIFICA |
| -2,50 | 2,50 | 2400 | 9653,26 | 4826,63 | -1749,24 | 420,20 | 3,03E+11 | 2,43 | 164,63 | VERIFICA |
| -2,00 | 2,00 | 2400 | 9653,26 | 4826,63 | -2302,44 | 420,20 | 3,03E+11 | 3,20 | 216,69 | VERIFICA |

La tensione agente nel calcestruzzo (σ_c) risulta sempre minore della tensione massima di compressione per le condizioni di esercizio caratteristiche e quasi permanenti, così come la tensione agente nell'acciaio (σ_s) risulta sempre minore della tensione massima nelle condizioni di esercizio caratteristiche. La fondazione risulta pertanto verificata in ogni sua sezione.